

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

PLAN DE DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO LA OBTENCIÓN DEL

TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**COMPARACIÓN ECONÓMICA Y DISEÑO SISMO RESISTENTE DE
EDIFICACIONES DE HORMIGÓN ARMADO Y EDIFICACIONES DE
ESTRUCTURA METÁLICA, EN LA CIUDAD DE QUITO.**

AUTORES

JUAN FRANCISCO SALAZAR BRAVO

MIGUEL FABIÁN TORRES YÁNEZ

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS GARCÉS

QUITO, 2011

DEDICATORIA

Dedicado a nuestros padres que inculcaron en nosotros la responsabilidad, el esfuerzo, el deber, la humildad, el respeto y todos los valores que hoy hace que seamos unos profesionales de bien para el servicio de la sociedad.

A nuestros familiares que siempre supieron brindarnos buenos consejos para nuestra vida diaria.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darnos la fortaleza de seguir adelante en momentos difíciles cuando parece que no existe solución.

A nuestros tutores, en especial a Juan Carlos que ha sido un excelente maestro y director de esta disertación.

A todos nuestros amigos en especial a José Luis Mesías, quien con su experiencia aportó mucho en nuestra disertación de grado.

TABLA DE CONTENIDO

PÁGINA

RESUMEN	1
1. INTRODUCCIÓN A LA SISMOLOGÍA	2
1.1. Origen de los sismos	2
1.1.1. Capas definidas por sus propiedades físicas.....	4
1.1.1.1. Litosfera	5
1.1.1.2. Astenosfera.	5
1.1.1.3. Mesosfera o manto inferior	5
1.1.1.4. Núcleo	5
1.1.2. Capas definidas por sus propiedades Químicas.....	6
1.1.2.1. Corteza.....	6
1.1.2.2. Núcleo	6
1.1.2.3. Manto	6
1.1.3. El rebote elástico.....	9
1.1.4. Fallas Geológicas.....	12
1.1.4.1. Fallas Transcurrentes.....	13
1.1.4.2. Fallas normales	13

1.1.4.3. Fallas inversas	14
1.2. Tipos de Ondas Sísmicas	15
1.2.1. Ondas de cuerpo.....	15
1.2.1.1. Ondas Primarias u ondas P	15
1.2.1.2. Ondas Secundarias u ondas S	16
1.2.2. Ondas de superficie	17
1.2.2.1. Ondas Love u ondas L	17
1.2.2.2. Ondas Rayleigh u ondas R.....	18
1.2.3. El registro de las ondas sísmicas	18
1.3. Magnitud y Energía	20
1.4. Intensidad	24
1.5. La aceleración como parámetro de diseño	26
1.6. Peligro sísmico y Riesgo sísmico.....	28
 2. SISMICIDAD EN EL ECUADOR	 32
2.1. Marco Teutónico Actual	32
2.2. Neo tectónica y Sistemas Activos	34
2.2.1. El Sistema Transcurrente Dextral.....	34
2.2.2. El Sistema Transcurrente Sinistral	37
2.2.3. El Sistema de Fallas del Callejón Interandino.....	38

2.2.4. El Sistema de Fallas de las Cuencas Australes.....	39
2.2.5. El Sistema de Piedemonte Oriental	40
2.3. Sismicidad Histórica	41
2.4. Sismicidad Instrumental	44
2.5. Principales Zonas Generadoras de Sismos	46
2.6. Mapa de Peligro Sísmico	48
 3. CONCEPTOS BÁSICOS EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE ..	 49
3.1. Fuerzas Sísmicas Reales Sobre las Estructuras	49
3.2. Fuerzas Sísmicas Permitidas para el Diseño de Estructuras	49
3.2.1. El Espectro de Respuesta	49
3.3. Coeficiente de Modificación de Respuesta “R”	55
3.4. Ductilidad	57
3.4.1. El Comportamiento Histéretico	59
 4. MÉTODOS DE ANÁLISIS	 62
4.1. La Fuerza Lateral Equivalente	62
4.2. El Espectro de Respuesta Modal	64
4.2.1. Escala de valores de diseño de la respuesta.....	66

4.2.2. Distribución del Cortante Horizontal y Efectos P-Delta	66
4.3. Respuesta al Registro de la Aceleración	67
5. NORMATIVA PARA EL DISEÑO SISMORESISTENTE	68
5.1. La Norma ASCE 7-05.....	68
5.2. Definiciones y Sistemas Estructurales para Resistencia Sísmica	68
5.3. Movimiento del Terreno (Sismo Máximo Considerado).....	70
5.3.1. Espectro de Respuesta para Diseño	74
5.4. Categoría de Ocupación y Factor de Importancia	75
5.5. Categoría para Diseño Sísmico.....	76
5.6. Sistema Estructural y Parámetros para el Análisis	77
5.7. Irregularidades y Redundancia	78
5.7.1. Flexibilidad del Diafragma de Piso (Losa o Tablero).....	78
5.7.2. Clasificación de Irregularidades.....	79
5.7.3. Redundancia	81
5.8. Efectos de Carga Sísmica y Combinaciones de Carga.....	81
5.9. Dirección de la Carga Sísmica	83
5.10. Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente	84
5.10.1. Determinación del Periodo Fundamental de Vibración	85

5.10.2. Distribución de la Fuerza en Sentido Vertical	86
5.10.3. Distribución de la Fuerza en Sentido Horizontal	86
5.11. Derivas de Piso.....	87
5.12. Efectos P.Δ	89
 6. MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	 91
 6.1. Materiales.....	 91
6.2. Normativa.....	91
6.3. Cargas para Diseño.....	92
6.3.1. Cargas permanentes (Muertas).....	92
6.3.2. Cargas de ocupación (Vivas)	93
6.3.3. Carga Sísmica.....	93
6.4. Sistema Estructural.....	96
6.4.1. Pórtico a Momento tipo “Especial” de Hormigón Armado.	96
6.4.2. Pórtico a Momento tipo “Especial” en Acero.	96
6.4.3. Sistema dual con pórtico especial resistente a momento de acero arriostrado concéntricamente.....	97
6.5. Modelación Matemática	97
6.5.1. Estructura de Hormigón Armado.	97
6.5.1.1. Coeficiente de respuesta Sísmica C_s para la estructura de hormigón	

armado de 5 pisos.....	99
6.5.2. Estructura de Acero Estructural.....	101
6.5.2.1. Coeficiente de respuesta Sísmica Cs para la estructura de acero estructural de 5 pisos	102
6.6. Derivas de Pisos y Control de Torsión.....	104
6.6.1. Estructura Hormigón Armado.	104
6.6.1.1. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 5 pisos	105
6.6.1.1.1. Resultados de derivas de pisos.	110
6.6.1.1.2. Resultados de control de torsión.	110
6.6.1.2. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 10 pisos	110
6.6.1.2.1. Resultados de derivas de pisos.	116
6.6.1.2.2. Resultados de control de torsión.	116
6.6.1.3. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 15 pisos	116
6.6.1.3.1. Resultados de derivas de pisos.	125
6.6.1.3.2. Resultados de control de torsión.	125
6.6.2. Estructura de Acero Estructural.....	125
6.6.2.1. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 5 pisos	126
6.6.2.1.1. Resultados de derivas de pisos.	131
6.6.2.1.2. Resultados de control de torsión.	131
6.6.2.2. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 10 pisos	

.....	132
6.6.2.2.1. Resultados de derivas de pisos.	138
6.6.2.2.2. Resultados de control de torsión.	138
6.6.2.3. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 15 pisos	
.....	139
6.6.2.3.1. Resultados de derivas de pisos.	148
6.6.2.3.2. Resultados de control de torsión.	148
6.7. Diseño.	149
6.7.1. Estados de Carga.....	149
6.7.2. Diseño Estructural de Hormigón Armado	152
6.7.2.1. Cimentación.	152
6.7.2.1.1. Cimentación de Estructura de Hormigón Armado de 5 y 10	
Pisos.....	152
6.7.2.1.2. Cimentación de Estructura de Hormigón Armado de 15	
Pisos.....	157
6.7.2.2. Columnas	164
6.7.2.3. Vigas.	177
6.7.2.4. Nudo.....	183
6.7.2.5. Unión Viga Principal de hormigón - Viga secundaria de acero.....	186
6.7.3. Diseño De Acero Estructural.	188
6.7.3.1. Placas y Pernos.....	190
6.7.3.2. Pedestal.	192

6.7.3.3. Cimentación	193
6.7.3.3.1. Cimentación de Estructura de Acero Estructural de 5, 10 y 15 pisos.	193
6.7.3.4. Columnas	199
6.7.3.5. Vigas.	201
6.7.3.6. Diseño Riostras.	211
6.7.3.7. Diseño de unión viga-columna.....	214
6.7.3.8. Unión Viga principal de acero – Viga secundaria acero.	218
6.7.4. Losa.	221
6.7.4.1. Determinación de las características del piso	222
6.7.4.2. Clasificación de la vibración.	224

7. COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL. 228

7.1. Comparación económica entre la estructura de hormigón armado de 5 pisos y la estructura de acero estructural de 5 pisos.....	229
7.2. Comparación económica entre la estructura de hormigón armado de 10 pisos y la estructura de acero estructural de 10 pisos.	231
7.3. Comparación económica entre la estructura de hormigón armado de 15 pisos y la estructura de acero estructural de 15 pisos.	233

7.4. Gráficos de comparación económica entre las estructuras de Hormigón Armado y Acero Estructural.	235
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	237
8.1. CONCLUSIONES.....	237
8.2. RECOMENDACIONES	239
BIBLIOGRAFIA	241
TABLA DE ILUSTRACIONES	243
PLANOS ESTRUCTURALES	396

RESUMEN

La presente disertación tiene como objetivo realizar un correcto diseño estructural de edificaciones en hormigón Armado y en Acero Estructural, que son los materiales más usados en la construcción en estos días, aplicando las normas Americanas correspondientes en cada caso y descubrir con qué tipo de material resulta más económico construir la edificación.

En un mundo tan competitivo donde los ingenieros tratan de fabricar las edificaciones más económicas y eficientes posibles para reducir los costos y poder tener una mejor competencia en el mercado, se debe tener en consideración el estudio del material con el que se va a construir la misma sin dejar a un lado el correcto diseño estructural.

La investigación consiste en realizar varios diseños estructurales y comparaciones económicas entre: una edificación de 5 pisos hecha en hormigón armado y la misma edificación hecha en acero estructural con las mismas condiciones arquitectónicas (forma de la edificación, altura de entrepiso, etc.), se repetirá el proceso con una edificación de 10 pisos y otra de 15 pisos, para observar la variación que existe conforme la edificación cambia su altura.

El análisis sísmico y el diseño sismo resistente se harán aplicando la norma ASCE-7 para la determinación de cargas, la norma ACI 318 para el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado y la norma AISC para el diseño de los elementos estructurales en acero estructural.

La comparación económica se la realizara ocupando los rubros dados por la cámara de la construcción ecuatoriana y datos obtenidos de constructores expertos en el tema.

1. INTRODUCCIÓN A LA SISMOLOGÍA

1.1. Origen de los sismos

Los sismos son movimientos de la corteza terrestre y que pueden producirse por diferentes causas, entre otras: derrumbes, colapso de cavernas, explosiones causadas por el hombre, erupciones volcánicas, grandes deformaciones de la corteza.

Los movimientos más intensos son aquellos originados por las grandes deformaciones de la corteza terrestre, la misma que no es un elemento estático sino que se mantiene en permanente movimiento.

A finales del siglo 19 e inicios del 20 se instalaron las primeras estaciones sismológicas en diferentes partes del mundo y de esta forma se iniciaba el registro de las ondas de movimiento generadas por los terremotos. Al ubicar geográficamente los sismos registrados en un mapa de la tierra se formó un patrón que mostraba zonas en las cuales se producían sismos y en otras que no. En esta forma se comprobó que la sismicidad a escala mundial está restringida a estrechas franjas y zonas bien definidas. En contraste, grandes regiones de la tierra están exentas de actividad sísmica, tal es el caso de Brasil, el centro y norte de Canadá, en Escandinavia y Siberia, en el Oeste de África y en grandes partes de Australia, lugares donde casi nunca ocurren temblores y por lo tanto esas zonas se pueden considerar tectónicamente estables y asísmicas. (Figura 1-1)

Con base en esta información, en 1912 el meteorólogo alemán Alfred Wegener propuso su teoría sobre la “Deriva de los Continentes”, según la cual los

continentes se desplazan como gigantescos bloques de corteza sobre un manto líquido.

Según la teoría de Wegener hace millones de años todos los continentes estuvieron unidos en una sola masa que él llamó Pangea, palabra griega que significa “todas las tierras”. De algún modo esta masa comenzó a fracturarse y formar los actuales continentes los mismos que se desplazaron unos de otros durante millones de años.

La teoría de Weber fue puesta en duda por medios científicos, por décadas, sin embargo los científicos no pudieron refutar la mayoría de las analogías propuestas por Weber, cuya teoría se anticipó en varias décadas a lo que hoy es fundamental para nuestra concepción del planeta y los procesos que se desarrollan dentro de ella. La ciencia ha llegado a corroborar las ideas básicas de Weber aun cuando partes de la teoría han sido modificadas y otras partes han resultado equivocadas lo fundamental de sus ideas han quedado plasmadas en la moderna teoría de la tectónica de placas.

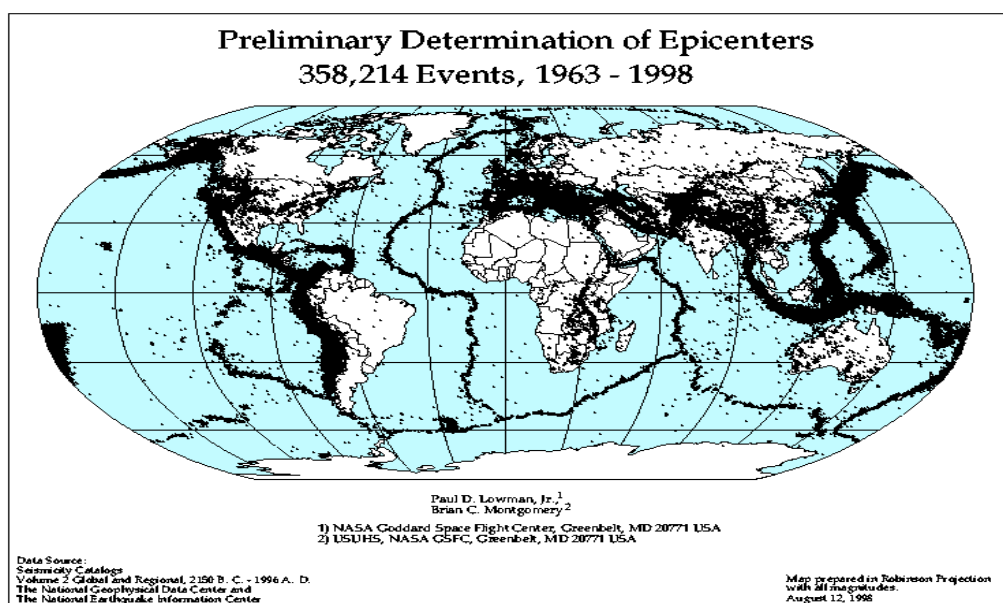


Figura 1-1¹ Distribución de los sismos en franjas definidas.

Actualmente se conoce que la tierra tiene un diámetro medio de 12740Km y su estructura puede establecerse según dos criterios diferentes. Según sus propiedades físicas se definen la litosfera, la astenosfera, la mesosfera y el núcleo (externo e interno) y según su composición química, el planeta puede dividirse en corteza, manto y núcleo (externo e interno); las capas se encuentran a las siguientes profundidades:

CAPA	PROFUNDIDAD (km)
Litosfera (varía localmente entre 5 y 200 km)	0 – 60
Corteza (varía localmente entre 5 y 70 km)	0 – 35
Parte superior del manto	35 – 60
Manto	35 – 2 890
Manto superior	35 – 660
Astenosfera	100 – 200
Manto inferior (Mesosfera)	660 – 2 890
Núcleo externo	2 890 – 5 100
Núcleo interno	5 100 – 6 378

Tabla 1-1 Profundidades de las capas terrestres

1.1.1. Capas definidas por sus propiedades físicas.

El aumento gradual de la temperatura y de la presión con la profundidad afecta las propiedades físicas y, a su vez, al comportamiento mecánico de los materiales terrestres. A más temperatura menor resistencia a la deformación, pero a mayor presión mayor resistencia. Según su comportamiento, pueden diferenciarse cinco capas concéntricas.

¹ NASA, *Quake_epicenters_1963-98*. Internet: <http://denali.gsfc.nasa.gov/dtam/seismic/>. Acceso: (12-11-2010)

1.1.1.1. Litosfera

Comprende la corteza terrestre y la parte superior del manto. A pesar de su diferente composición química, forman una capa rígida y fría que actúa como una unidad. Tiene un grosor medio de 100 km y alcanza los 250 km bajo las porciones más antiguas de los continentes.

1.1.1.2. Astenosfera.

Se halla debajo de la litosfera, en el manto superior y alcanza los 660 km de profundidad. Su parte superior tiene unas condiciones de temperatura y presión que permiten la existencia de una pequeña porción de roca fundida, originando una capa muy dúctil que permite a la litosfera moverse con independencia de la astenosfera.

1.1.1.3. Mesosfera o manto inferior

Por debajo de la astenosfera se halla la mesosfera o manto inferior, donde el aumento de la presión contrarresta los efectos de la elevada temperatura y la resistencia de las rocas crece gradualmente con la profundidad hasta los 2.900 km de profundidad. La mesosfera es, pues, una capa más rígida y muy caliente.

1.1.1.4. Núcleo

El núcleo externo es una capa líquida cuyas corrientes de convección generan el campo magnético de la Tierra. El núcleo interno es una esfera de radio 1.216 km que, a pesar de su temperatura más elevada se comporta como un sólido debido a la enorme presión que soporta.

1.1.2. Capas definidas por sus propiedades Químicas

1.1.2.1. Corteza

Es una capa comparativamente fina; su grosor oscila entre 3 km en las dorsales oceánicas y 70 km en las grandes cordilleras terrestres.

Los fondos de las grandes cuencas oceánicas están formados por la corteza oceánica, con un espesor medio de 7 km; está compuesta rocas máficas (silicatos de hierro y magnesio) con una densidad media de $3,0 \text{ g/cm}^3$.

Los continentes están formados por la corteza continental, que está compuesta por rocas félsicas (silicatos de sodio, potasio y aluminio), más ligeras, con una densidad media de $2,7 \text{ g/cm}^3$.

1.1.2.2. Núcleo

Está compuesto ampliamente de hierro (Fe)(80%), junto con níquel (Ni) y varios elementos más ligeros. Otros elementos más densos, como el plomo (Pb) o el uranio (U) son muy raros, o permanecieron en la superficie unidos a otros elementos más ligeros.

Diversas mediciones sísmicas muestran que el núcleo está compuesto de dos partes, una interna sólida de 1.220 km de radio y una capa externa, semisólida que llega hasta los 3.400 km. Algunos científicos creen que el núcleo interno podría estar en forma de un cristal de hierro.

1.1.2.3. Manto

El manto terrestre se extiende hasta una profundidad de 2.890 km, lo que le convierte en la capa más grande del planeta. La presión, en la parte inferior del

manto, es de unos 140 GPa (1,4 M atm). El manto está compuesto por rocas silíceas, más ricas en hierro y magnesio que la corteza. La convección del manto es responsable, en la superficie, del movimiento de las placas tectónicas. Como el punto de fusión y la viscosidad de una sustancia dependen de la presión a la que esté sometida, la parte inferior del manto se mueve con mayor dificultad que el manto superior, aunque también los cambios químicos pueden tener importancia en este fenómeno.

Dentro del manto se generan grandes fuerzas debido a las corrientes de convección térmica, fuerzas que se transfieren a la corteza haciendo que esta se deforme y se fracture (Figura 1-2). La temperatura de contacto entre el manto y la corteza es de unos 100° C, mientras que en el contacto entre el manto y el núcleo puede llegar a los 3500° C.

Es así como la corteza se divide en unas 17 placas que se desplazan lateralmente unas respecto a otras. En los bordes de contacto entre placas es donde se produce la mayoría de los sismos en el planeta.

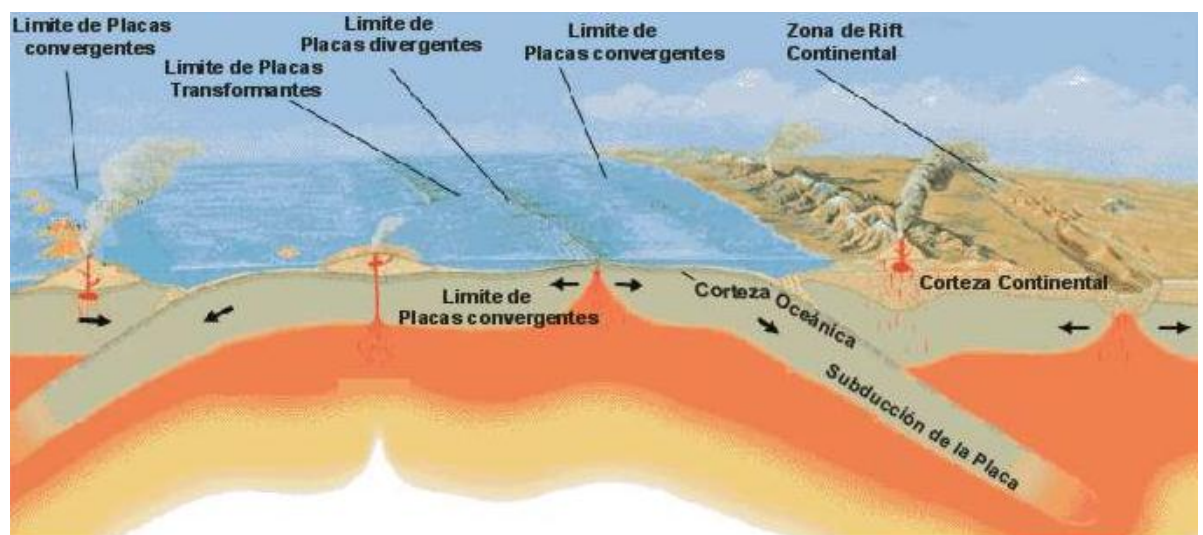


Figura 1-2² Esquema de la Corteza, Dorsal Oceánica, Zona de Subducción.

² Manuel Bisogno, *Tectónicas de Placas*. Internet. <http://juanmanuelbisogno.blogspot.com/>. Acceso: (12-11-2010)

En las dorsales oceánicas, que corresponden a bordes divergentes de contacto entre placas, se acumula material nuevo que asciende desde el interior de la tierra en forma de magma, el mismo que va desplazando al material antiguo cada vez más lejos del borde de contacto. En esta zona la magnitud de los sismos es moderada debido a que la corteza es delgada y por lo tanto no se puede acumular gran cantidad de energía. Los focos son superficiales y generalmente coinciden con la dorsal.

Para que exista un equilibrio global en la corteza terrestre es necesario que el aporte de nuevo material sea compensado de alguna manera. Es así como en las zonas de subducción el material es devuelto hacia el interior de la tierra. En estas zonas la actividad sísmica es importante por la cantidad y magnitud de los movimientos. En estas zonas la corteza tiene un mayor espesor, por lo que puede acumularse mayor cantidad de energía. Los focos de los sismos que se generan en las zonas de subducción se sitúan a lo largo del plano inclinado de la placa subducida, denominado plano de Wadati-Benioff o más comúnmente zona de Benioff.

Se dan casos en los cuales las placas colisionan frontalmente sin que exista un fenómeno de subducción, tal es el caso de la placa que forma la India chocando contra Asia dando lugar a la formación de los Himalayas.

En otros lugares las placas se desplazan lateralmente, es decir, que en estos bordes no se genera ni se destruye material de la corteza. Estas zonas se conocen como zonas o fallas de transformación. En estas zonas la actividad sísmica es de nivel medio y los focos son superficiales.

Los desplazamientos de las placas pueden llegar a varios centímetros por año y en este proceso se generan fuerzas de fricción que producen grandes esfuerzos en el

material rígido de la corteza. A todo esfuerzo corresponde una deformación, la misma que se acumula como energía elástica, en forma similar a como se acumularía energía al deformar un resorte progresivamente.

Cuando la energía de deformación sobrepasa la capacidad de resistencia del medio circundante se produce una ruptura violenta que libera esta energía provocando ondas de movimiento que se propagan en todas las direcciones a través del material sólido de la corteza. El lugar donde se produce la ruptura se denomina foco o fuente sísmica. La proyección del foco en la superficie se conoce como epicentro. Al llegar las ondas a la superficie, son percibidas como temblores que cuando son destructivos los llamamos terremotos.

El 99% de los sismos se generan en los bordes de las placas y se los conoce como sismos interplaca, mientras que un 1% se genera lejos de los bordes, en las zonas centrales de las placas, denominándose a estos como sismos intraplaca. Un 75% de los sismos se producen en las zonas de subducción y en los arcos situados en la periferia del Océano Pacífico, zona conocida como el Cinturón Circum-Pacífico o Cinturón de Fuego del Pacífico.

Los sismos intraplaca pueden generarse en fallas geológicas que se derivan del tectonismo local, el mismo que está asociado al movimiento relativo entre las placas.

1.1.3. El rebote elástico

En una zona de subducción la placa continental está asegurada a la placa oceánica, que se subduce por la inmensa fricción a lo largo de la porción poco profunda de la vasta superficie de una falla en declive. (Figura 1-3)

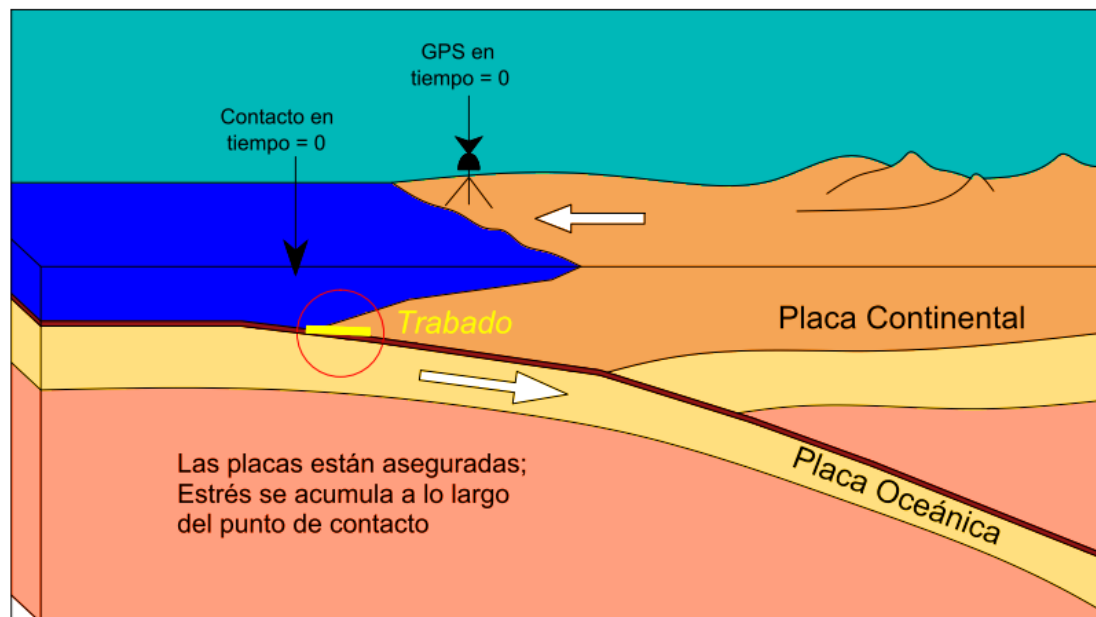


Figura 1-3³ El Rebote Elástico. Placas aseguradas; estrés se acumula a lo largo del punto de contacto.

Datos recientes muestran que el terreno está siendo realmente empujado hacia atrás creando una deformación en respuesta al esfuerzo producido. (Figura 1-4)

³ Iriseno, *Elastic rebound in a subduction zone*. Internet.
www.iris.edu/hq/programs/education_and_outreach/animations/5. Acceso: (12-11-2010)

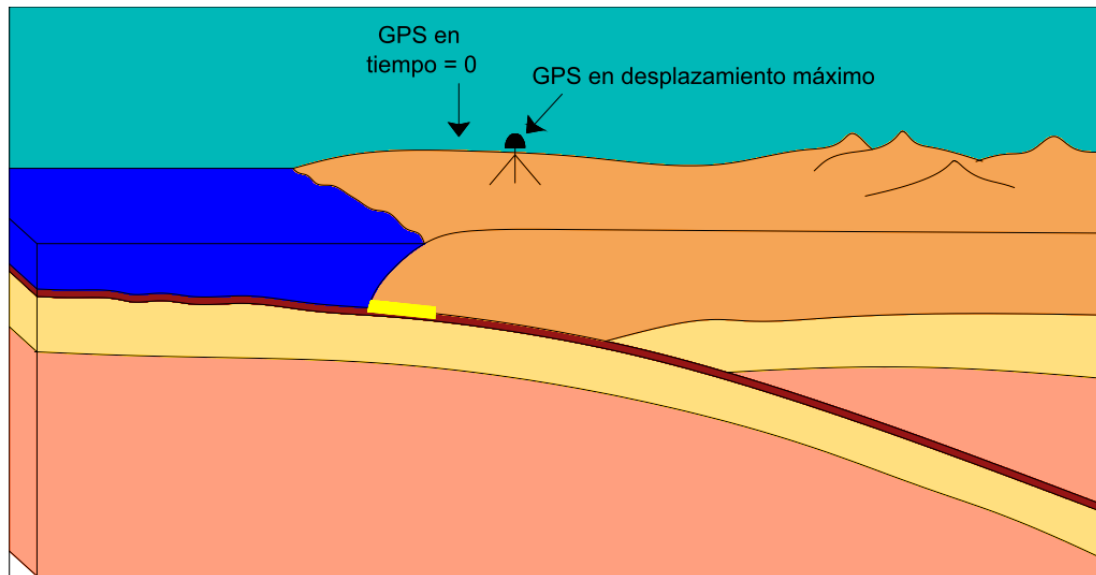


Figura 1-4³ El Rebote Elástico. Energía de deformación acumulada.

La energía de deformación no puede acumularse indefinidamente y se llega a un punto en que se sobrepasan las fuerzas de fricción que mantienen la traba entre los dos lados de la falla. Se inicia un proceso de ruptura que concluye en un rebote elástico, el mismo que transforma la energía de deformación mayormente en energía calorífica y en una menor porción en ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones. (Figura 1-5)

Esto produce grandes terremotos de magnitud 8 y 9 en la escala de Richter, y si la tierra es desplazada puede causar un Tsunami este proceso se repite cada 100 años.

³ Irieno, *Elastic rebound in a subduction zone*. Internet.
www.iris.edu/hq/programs/education_and_outreach/animations/5. Acceso: (12-11-2010)

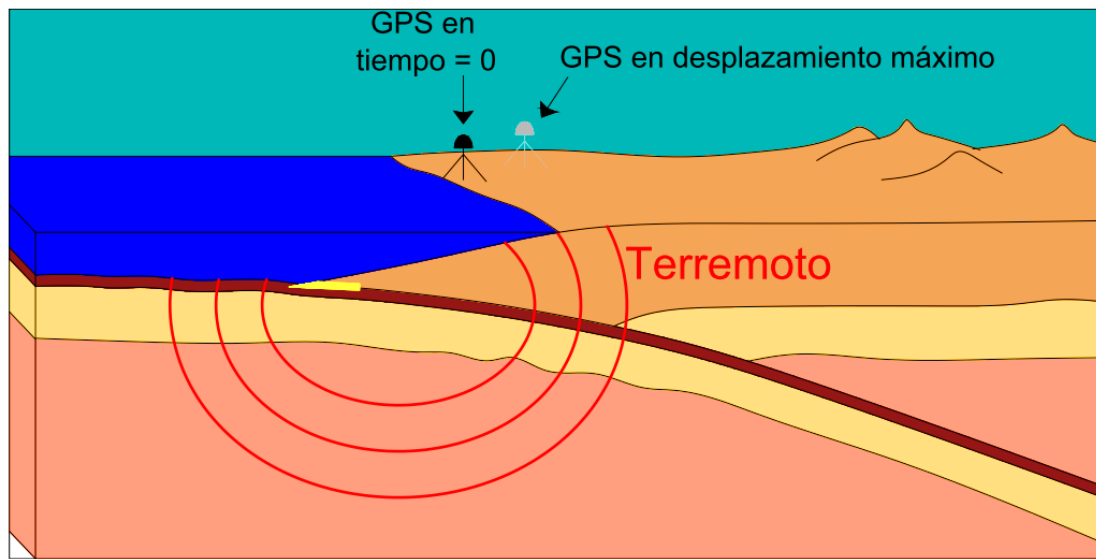


Figura 1-5³ El Rebote Elástico. Energía Disipada

1.1.4. Fallas Geológicas

Los esfuerzos y deformaciones que se producen en las zonas de la corteza cercanas a los contactos entre placas generan fracturas o planos de falla. Las zonas aledañas al plano de falla se mueven en diferente dirección a velocidades muy bajas lo que conlleva a la acumulación de energía de deformación. Las fallas activas son aquellas en las que han ocurrido desplazamientos en los últimos miles de años. Las fallas inactivas son aquellas que no han mostrado desplazamientos durante los últimos diez mil a cuarenta mil años.

El plano de fractura o falla se define por su orientación o azimut, su ángulo de inclinación o buzamiento y la dirección del desplazamiento.

Se distinguen tres tipos de fallas:

³ Irieno, *Elastic rebound in a subduction zone*. Internet.
www.iris.edu/hq/programs/education_and_outreach/animations/5. Acceso: (12-11-2010)

1.1.4.1. Fallas Transcurrentes

Son aquellas en las que se producen desplazamientos horizontales mientras que las zonas adyacentes se desplazan en sentidos opuestos. Cuando el bloque opuesto se mueve hacia la derecha se denomina a la falla como transcurrente dextral y cuando el bloque opuesto se mueve hacia la izquierda se denomina a la falla como transcurrente sinistral. (Figura 1-6)



Figura 1-6⁴ Falla Transcurrente.

1.1.4.2. Fallas normales

En este tipo de fallas el plano es oblicuo con relación al horizonte y las fuerzas que se desarrollan son de tensión. (Figura 1-7)

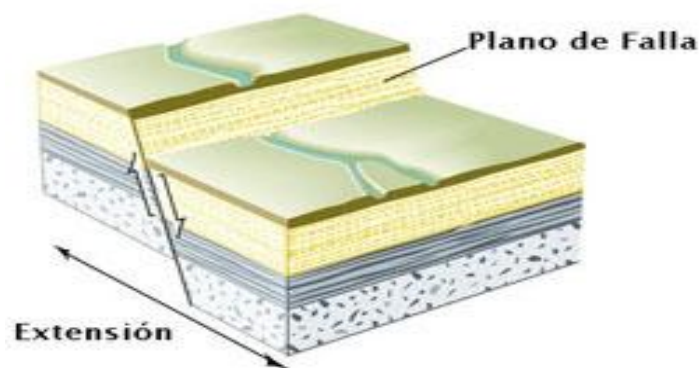


Figura 1-7⁴ Falla Normal.

⁴ Protección Civil, *Glosario sismológico*. Internet. www.proteccioncivil.org/es/DGPCE/. Acceso: (12-11-2010)

1.1.4.3. Fallas inversas

En este tipo de fallas el plano es oblicuo con relación al horizonte y las fuerzas que se desarrollan son de compresión. (Figura 1-8)

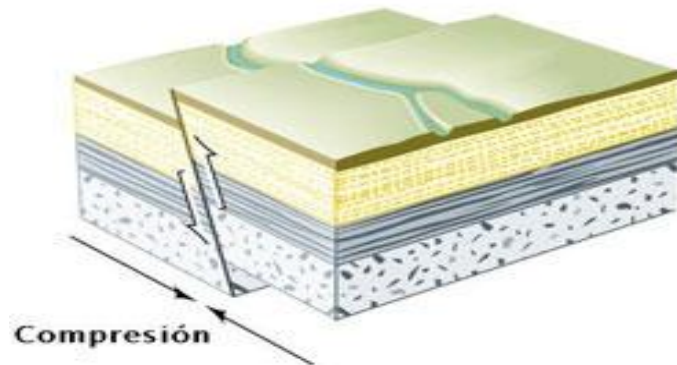


Figura 1-8⁴ Falla Inversa.

El desplazamiento en las fallas puede ser compuesto y el rechazo puede tener simultáneamente componentes vertical, horizontal y lateral. La dislocación en algunas fallas puede ser observada en la superficie como un rasgo geológico bien definido: la ruptura y desplazamiento del terreno o la dislocación de los estratos geológicos. Sin embargo, los vestigios de las fallas superficiales son frecuentemente destruidos por la erosión o estas quedan cubiertas por un denso manto de vegetación. La mayoría de las fallas se sitúan a cierta profundidad y quedan ocultas bajo gruesos estratos de sedimentos o superficies de agua. Así, la mayoría de las veces el área focal es inaccesible a la observación directa; en estos casos la información sobre el mecanismo de los terremotos se deriva del análisis de los registros de las ondas sísmicas. La resolución de los sismogramas y la ubicación epicentral permite determinar la orientación del plano de ruptura, el tipo de fallamiento y la dirección del movimiento. Las dimensiones de la zona de ruptura

⁴ Protección Civil, *Glosario sismológico*. Internet. www.proteccioncivil.org/es/DGPCE/. Acceso:(12-11-2010)

y determinadas características de la fuente sísmica se infieren también de la distribución espacial de los focos de las réplicas, una sucesión de sismos menores que ocurren generalmente después de un evento de magnitud moderada a grande.

1.2. Tipos de Ondas Sísmicas

Todo medio elástico responde a un impacto vibrando y las ondas se propagan a través del medio en todas las direcciones. La corteza terrestre actúa como un medio elástico, cuando se presenta la fractura súbita en una zona de falla, las ondas sísmicas se propagan en todas las direcciones a partir de un foco o hipocentro. Estas ondas llegan a la superficie de la Tierra y producen las vibraciones que conocemos como sismos o terremotos.

Existen dos tipos de ondas principales: aquellas que se propagan por el medio sólido de la tierra y que se llaman ondas internas u ondas de cuerpo; y las ondas de superficie, que se propagan justamente por la superficie terrestre.

1.2.1. Ondas de cuerpo

1.2.1.1. Ondas Primarias u ondas P

Son las que hacen vibrar una partícula en el sentido de propagación de las ondas. Estas ondas producen compresión y dilatación alternada en el medio sólido a través del que viajan. También se llaman ondas longitudinales o de compresión. (Figura 1-9)

Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1.73 veces de las ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material líquido o sólido. Velocidades

típicas son 1450m/s en el agua y cerca de 5000m/s en el granito.

En un medio isótropo y homogéneo la velocidad de propagación de las ondas P es:

$$v_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}\mu}{\rho}},$$

donde K es el módulo de incompresibilidad, μ es el módulo de corte o rigidez y ρ la densidad del material a través del cual se propaga la onda mecánica. De estos tres parámetros, la densidad es la que presenta menor variación por lo que la velocidad está principalmente determinada por K y μ .

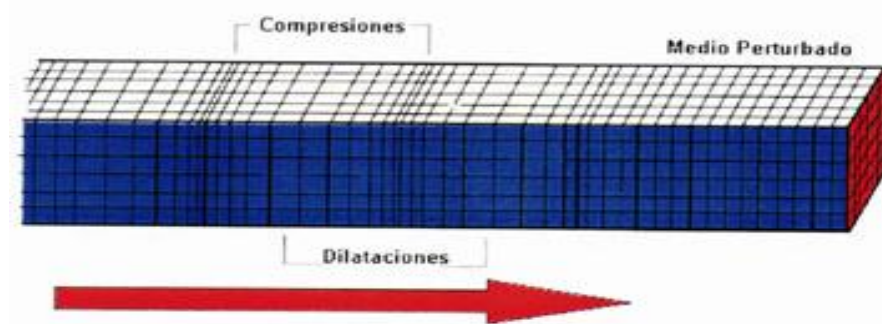


Figura 1-9⁴ Ondas P

1.2.1.2. Ondas Secundarias u ondas S

Son las que hacen vibrar a una partícula en sentido perpendicular a la trayectoria de las ondas, produciendo esfuerzos de corte en el medio sólido por el que se propagan. También se llaman ondas transversales o de corte. (Figura 1-10)

Su velocidad es menor que la de las ondas primarias. Debido a ello, éstas aparecen en el terreno algo después que las primeras. Estas ondas son las que generan las oscilaciones durante el movimiento sísmico y las que producen la mayor parte de los daños. Sólo se trasladan a través de elementos sólidos.

⁴ Protección Civil, *Glosario sismológico*. Internet. www.proteccioncivil.org/es/DGPCE/. Acceso: (12-11-2010)

La velocidad de propagación de las ondas S en medios isótropos y homogéneos depende del módulo de corte μ y de la densidad ρ del material.

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

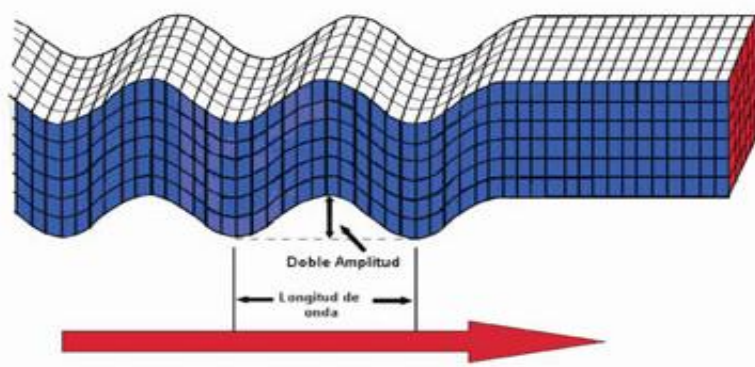


Figura 1-10⁴ Ondas S.

1.2.2. Ondas de superficie

1.2.2.1. Ondas Love u ondas L

Son las que tienen un movimiento similar al de las ondas S, haciendo vibrar la partícula horizontalmente en sentido perpendicular a la propagación, sin movimiento vertical. (Figura 1-11). La velocidad de las ondas Love es un 90% de la velocidad de las ondas S y es ligeramente superior a la velocidad de las ondas Rayleigh.

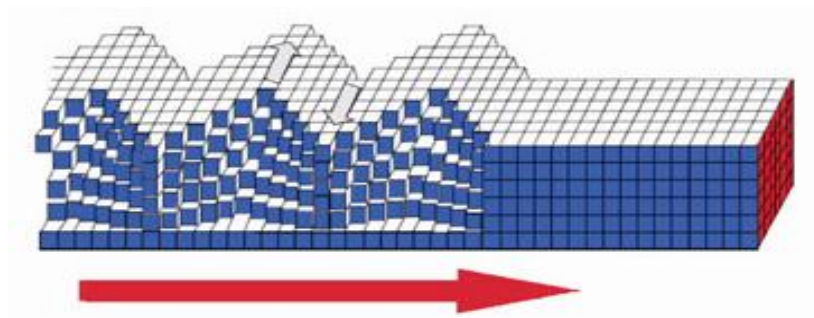


Figura 1-11⁴ Ondas L.

⁴ Protección Civil, *Glosario sismológico*. Internet. www.proteccioncivil.org/es/DGPCE/. Acceso: (12-11-2010)

1.2.2.2. Ondas Rayleigh u ondas R

Su movimiento es similar al de las ondas en la superficie del agua, haciendo vibrar una partícula sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas, con movimiento elíptico horizontal y vertical simultáneamente. (Figura 1-12)

Son ondas más lentas que las ondas de cuerpo y su velocidad de propagación es casi un 70% de la velocidad de las ondas S.

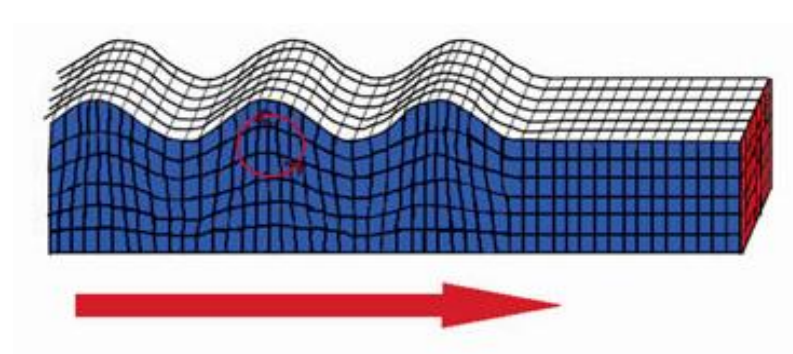


Figura 1-12⁴ Ondas R.

1.2.3. El registro de las ondas sísmicas

Para medir y analizar el movimiento producido por los sismos se desarrollaron los sismógrafos. El principio de su funcionamiento no se ha modificado desde que se construyó el primero hace algo más de cien años y consiste en suspender una masa a un marco rígido que se fija al suelo y que puede oscilar a manera de péndulo independientemente del movimiento del marco. (Figura 1-13)

⁴ Protección Civil, *Glosario sismológico*. Internet. www.proteccioncivil.org/es/DGPCE/. Acceso: (12-11-2010)

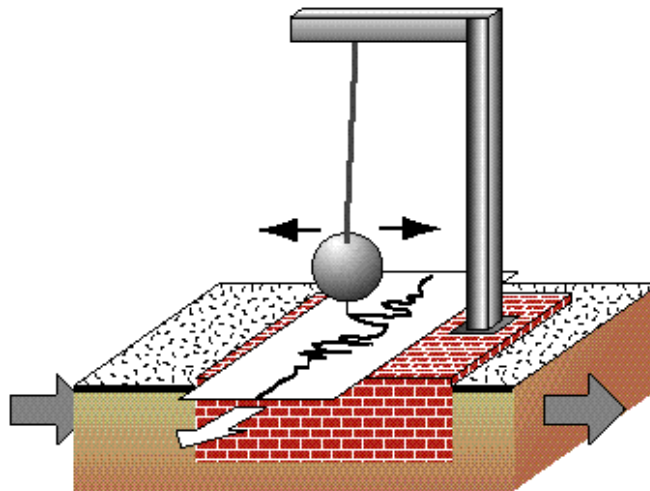


Figura 1-13⁵ Sismógrafo.

El registro gráfico que se produce en el medio se denomina sismograma y representa en forma amplificada el movimiento del terreno.

Las ondas P pueden propagarse por medios sólidos y líquidos, mientras que las ondas S no pueden propagarse a través de medios líquidos (el medio líquido no soporta esfuerzos cortantes). A continuación se dan valores medios de la velocidad a la que pueden propagarse estos dos tipos de ondas.

Granito	$V_p=5.5\text{km/s}$ (ondas P)	$V_s=3.0\text{km/s}$ (ondas S)
---------	--------------------------------	--------------------------------

Agua	$V_p=1.5\text{km/s}$ (ondas P)	$V_s=0.0\text{km/s}$ (ondas S)
------	--------------------------------	--------------------------------

Las ondas P son las primeras en ser percibidas en la superficie, debido a que son más rápidas que las S, pero estas últimas son las que tienen mayor amplitud y contenido de energía, por lo que son las que causan mayor daño en las estructuras.

Las ondas de cuerpo son más rápidas que las de superficie. Y entre las ondas de superficie, las más rápidas son las Love.

⁵Richard Martínez, *Sismología*. Internet. www.ilustrados.com/publicaciones/. Acceso:(12-11-2010)

A medida que las ondas sísmicas se alejan del foco, estas se van separando y pueden ser diferenciadas en el registro del sismograma. Cuando el foco está muy cerca del sismógrafo las ondas no llegan a separarse y el diagrama es muy complejo por lo tanto difícil de interpretar.

Cuando los focos son profundos predominan las ondas P y S, mientras que cuando son someros las ondas predominantes son las superficiales.

1.3. Magnitud y Energía

Para definir el tamaño de un sismo existen dos parámetros, la magnitud y la intensidad.

La magnitud es una medida cuantitativa del movimiento, se determina de forma instrumental y se relaciona con la energía liberada. La magnitud de un sismo es única independientemente del sitio de observación.

La intensidad en cambio es una medida en cierto modo subjetiva y es variable entre los sitios de observación, determinándose en función de los daños causados por el sismo. La intensidad generalmente es mayor mientras el sitio de observación es más cercano al epicentro.

La magnitud M se determina midiendo la máxima amplitud de las ondas registradas en el sismograma. En su definición original es el logaritmo común (base 10) de la amplitud de la traza, en micras, de un sismógrafo estándar Wood-Anderson con amplificación de 2800, periodo natural de 0.8 segundos y coeficiente de amortiguamiento de 80%, instrumento que esté colocado a 100Km del epicentro.

El uso del logaritmo en la escala es para reflejar la energía que se desprende en un

terremoto. El logaritmo incorporado a la escala hace que los valores asignados a cada nivel aumenten de forma exponencial, y no de forma lineal.

La magnitud puede ser medida en las ondas de cuerpo (mb) o en las de superficie (Ms). Se hace esta diferencia debido a que los sismogramas para eventos poco profundos son muy diferentes que para los profundos, aunque la energía liberada sea la misma. Los sismos de foco profundos producen principalmente ondas de cuerpo y pocas ondas de superficie, mientras que los someros muestran ondas de cuerpo y superficie.

Para normalizar los valores de magnitud, se ha generalizado el determinar la amplitud de las ondas de registros de la red sismográfica mundial estándar WWSSN (World Wide Standard Seismograph Network).

Como se expuso anteriormente, cuando se produce la ruptura en el rebote elástico, la energía de deformación se libera en su mayor parte como energía calorífica, mientras que una porción menor lo hace en ondas de movimiento sísmico. (Figura 1-14)

Tratando de correlacionar la energía liberada con la magnitud de un sismo, se usa generalmente una expresión desarrollada por Gutenberg-Richter que en forma aproximada cuantifica la energía.

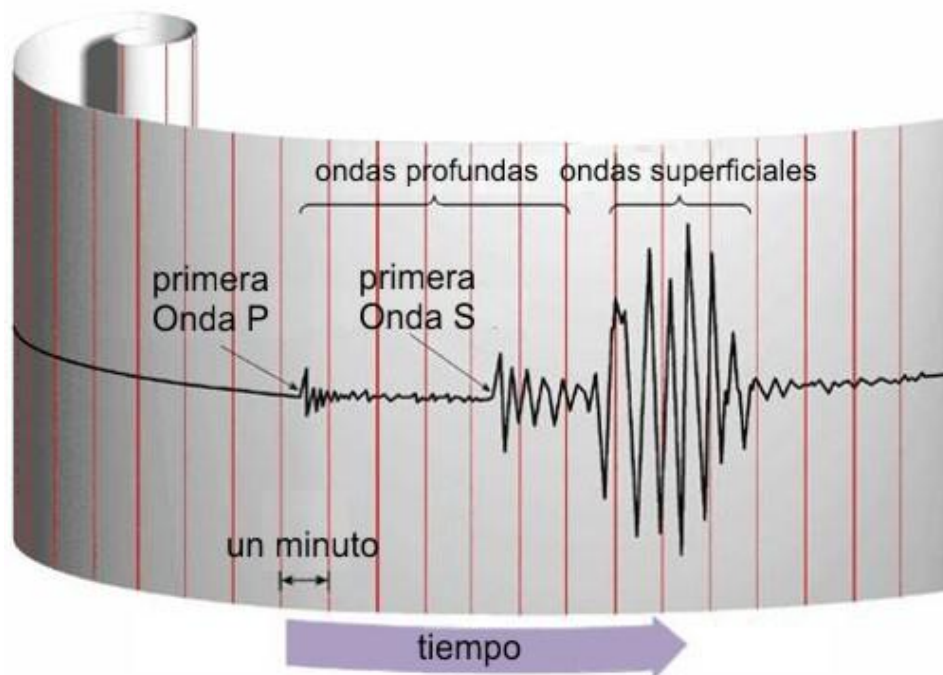


Figura 1-14⁶ Registro de Ondas Sísmicas

$$\text{Log } E_s = 11.8 + 1.5M_s$$

Donde:

M_s = Magnitud de las ondas de superficie

E_s = Energía liberada en Ergios.

Año	Evento	M_s	E_s ($\times 10^{20}$) ergios	Bombas Atómicas
	Bomba Atómica	-	0.1	1
1986	San Salvador	5.4	0.8	8
1976	Guatemala	7.5	1 120	11 200
1964	Alaska	8.2	12 600	126 000
1960	Chile	8.6	50 000	500 000
1906	Ecuador	8.9	141 000	1 410 000

Tabla 1-2 Magnitud y Energía.

⁶ Biodisol, *Magnitud sísmica (escala de Richter)*. Internet. www.biodisol.com/medio-ambiente/ Acceso:(12-11-2010)

La magnitud con base en la amplitud de las ondas sísmicas no permite definir el tamaño del sismo en cuanto al proceso físico y al tamaño de la zona de ruptura, de otra parte, las escalas de M_s y m_b tienden a saturarse para valores altos.

En la sismología moderna se ha introducido el concepto de momento sísmico el mismo que incorpora en su medida las dimensiones de la zona de ruptura así como las propiedades físicas de la roca. El momento sísmico está definido por:

$$M_o = \mu D A$$

Donde:

M_o = momento sísmico (dina-cm)

μ = rigidez de la roca (dinas/cm²)

D = desplazamiento promedio en la falla al producirse el evento (cm)

A = área del segmento de falla que sufrió la ruptura (cm²)

Para el valor de μ se considera una media en la corteza de 3×10^{11} (dinas/cm²).

A partir de la década de los setenta en el California Technological Insitute (Caltech) se desarrolló una nueva escala para la magnitud basada en el momento sísmico M_o . Esta medida se conoce como **magnitud de momento M_w** y es un valor que no se satura para eventos muy grandes y que además permite una definición más apropiada de la magnitud.

$$M_w = 2/3 (\log M_o - 16.7)$$

Fecha	Región	M_s	M_o (dina.cm)	M_w
1964	Alaska	8.2	820	9.2
1960	Chile	8.6	2000	9.5
1906	Ecuador	8.9	204	8.8

Tabla 1-3 Magnitud de Momento.

1.4. Intensidad

Otra medida del grado de vibración sentido en un lugar determinado es la intensidad y existen dos formas para cuantificarla:

1) Esta es la forma más antigua y corresponde a una apreciación subjetiva (no instrumental) de los efectos producidos por el sismo en un sitio determinado. Es un parámetro empírico pero muy útil para describir el efecto de un terremoto. La escala más difundida en occidente corresponde a la Mercalli Modificada que se describe a continuación.

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas, solo es registrado por instrumentación
II	Sentido por pocas personas en reposo, especialmente en pisos elevados; objetos suspendidos pueden oscilar
III	Sentido en el interior de edificaciones, especialmente en pisos elevados; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano; objetos suspendidos oscilan
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado; vehículos estacionados se bambolean; cristalería y vidrios suenan; puertas y paredes de madera crujen
V	Sentido en el exterior; permite estimar la dirección de las ondas; personas dormidas se despiertan; el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar; objetos inestables son desplazados; las puertas giran y se abren o cierran; relojes de péndulo se detienen
VI	Sentido por todas las personas; muchos sufren pánico y corren hacia el
VII	Hay dificultad en mantenerse en pie; percibido por los conductores de vehículos en marcha; muebles se rompen; daños y colapso de mampostería; campanas grandes tañen; se generan olas en embalses y depósitos de agua
VIII	La conducción de vehículos se dificulta; daños de consideración y colapso de mamposterías; caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados; grietas en taludes
IX	Pánico general; mamposterías totalmente destruidas; daños en cimentaciones; daños y colapso de estructuras aporticadas; daños de embalses y depósitos de agua; ruptura de tubería enterrada; grietas significativas en el terreno
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruida; puentes destruidos; daños severos en represas, diques y terraplenes; grandes deslizamientos de tierra; el agua se rebalsa en el borde de los ríos, lagos y embalses; rieles de ferrocarril deformados ligeramente
XI	Rieles de ferrocarril deformados severamente; ruptura de tuberías enterradas
XII	Destrucción total; grandes masas de rocas desplazadas; las líneas de visión óptica distorsionadas; objetos lanzados al aire

Tabla 1-4 Escala Mercalli Modificada.

2) Esta segunda forma pretende ser más racional y corresponde a la medida instrumental de la amplitud del movimiento del terreno con parámetros tales como aceleración, velocidad y desplazamiento. Las medidas son tomadas con instrumentos para movimiento intenso tales como acelerógrafos. La aceleración normalmente se expresa en porcentaje de la gravedad terrestre y es un parámetro

para evaluar las fuerzas sísmicas inducidas en las estructuras. La aceleración máxima del terreno es un valor que representa la máxima sacudida de éste y por lo tanto es un parámetro útil para evaluar la intensidad registrada en determinado sitio.

1.5. La aceleración como parámetro de diseño

Para el diseño de estructuras el parámetro más frecuentemente utilizado es la aceleración del terreno. La aceleración puede ser transferida a una fuerza mediante la aplicación de la segunda ley de Newton.

$$\text{Fuerza} = \text{Masa} \times \text{Aceleración}$$

La aceleración del terreno normalmente se mide en gals (cm/s^2) o en porcentaje de la gravedad (%g). La velocidad y el desplazamiento también son magnitudes importantes en el análisis, pero éstas no son determinadas instrumentalmente sino mediante un proceso de integración del registro de aceleraciones (acelerograma).

$$a = \frac{dv}{dt} \quad v = \frac{dx}{dt}$$

$$v = \int a \, dt \quad x = \int v \, dt$$

Un acelerograma provee a más de la información sobre la aceleración máxima del terreno, el contenido de frecuencias (o período) de las ondas predominantes, la relación entre la amplitud de las oscilaciones verticales y horizontales, la duración de la fase del movimiento intenso y la distancia epicentral.

En sitios cercanos a la falla que produce el movimiento sísmico se pueden registrar valores altos de aceleración, mayores a 1g y velocidades en el orden de 100 a 150cm/s. Sin embargo, a medida que las ondas sísmicas se alejan de la fuente, disminuye la amplitud de las vibraciones y por lo tanto disminuye la intensidad

(aceleración) del movimiento. Lo anterior se conoce como atenuación del movimiento.

Para calcular la atenuación del terreno se han propuesto varias relaciones empíricas en función de la magnitud y la distancia focal o la epicentral. A continuación se presentan algunas de estas relaciones.

Donovan (1973)

$$A = \frac{1080 e^{0.5M}}{(Rf+25)^{1.32}}$$

Esteva y Villaverde (1974)

$$A = \frac{5600 e^{0.8M}}{(Rf+40)^2}$$

Las dos funciones en cm/s^2

En el Ecuador se han usado las propuestas de Young para fuentes de Subducción y de Katayama para fallamiento continental, ambas con una desviación estándar de 0.8.

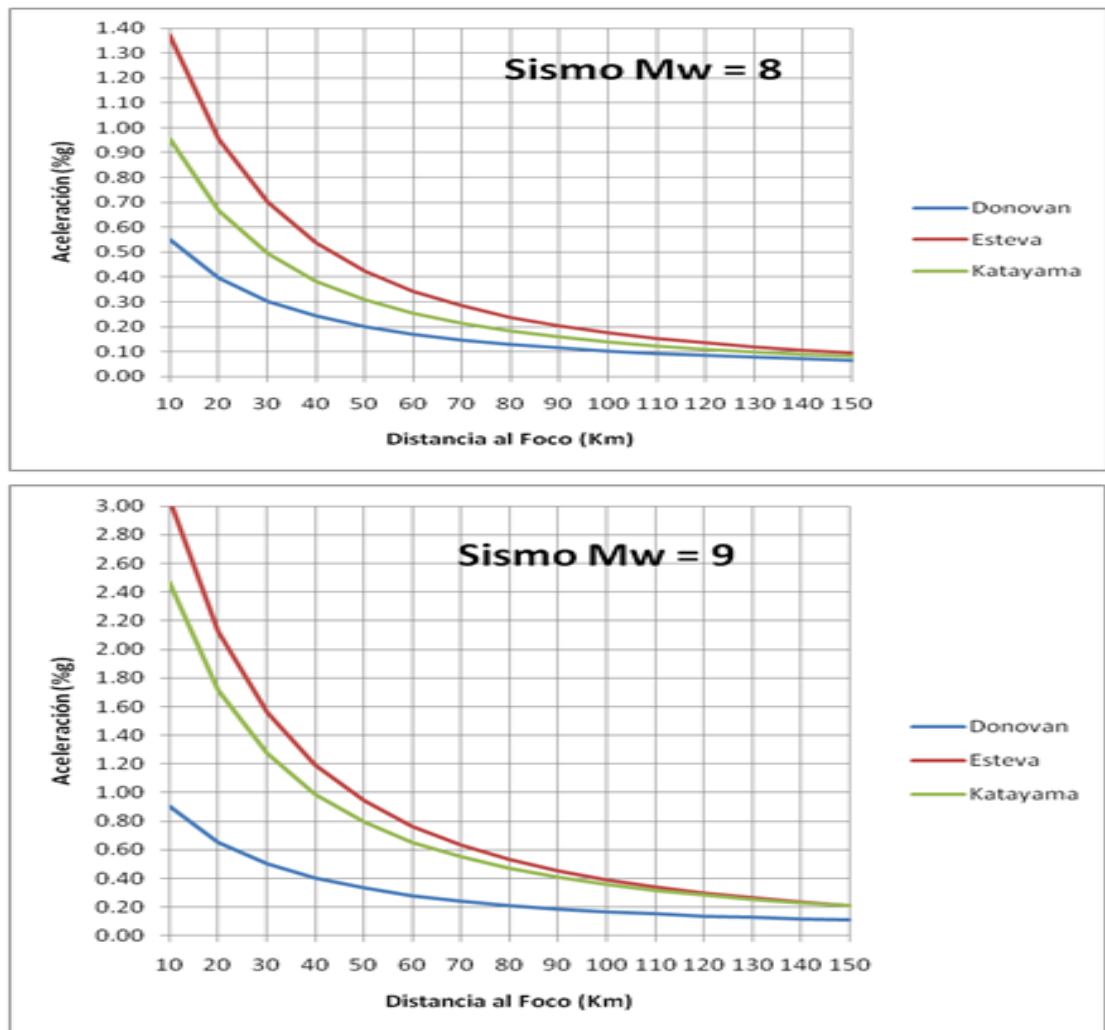


Figura 1-15⁷ Atenuación del Movimiento para sismos de Mw=8 y Mw=9 según Donovan, Esteva y Katayama

1.6. Peligro sísmico y Riesgo sísmico

La aceleración del terreno en el sitio donde se va a implantar una obra de ingeniería es un parámetro muy valioso aunque no es perfecto ni único. Para estimar la aceleración en un sitio determinado se usan modelos que se basan en la información disponible sobre la sismicidad histórica y de registros instrumentales, así como en la geología y tectónica local.

⁷ Ing. Juan Carlos Garcés, *Introducción a la Sismología*. Curso Diseño Sismo Resistente PUCE

Existen dos enfoques en la normativa, el probabilístico y el determinístico. El más común y más difundido es el método probabilístico, por el cual se intenta establecer la intensidad o aceleración para el diseño de estructuras en un sitio determinado en términos de probabilidades.

La validez del método probabilístico depende de la cantidad y calidad de la información de base. Hay que tomar en cuenta que el registro instrumental a nivel mundial tiene apenas algo más de 100 años, tiempo que es relativamente corto debido a la escala de tiempo que se da en los procesos tectónicos.

La metodología general se define en el siguiente proceso:

- 1) Establecer las fuentes sísmicas que actúan sobre la región considerada.
- 2) Determinar la tasa media de actividad en cada fuente: $\log N = a - bM$.
- 3) Aplicando la ecuación de atenuación debidamente calibrada determinar la aceleración máxima del terreno para cada fuente.

La ecuación $\log N = a - bM$ es la relación de recurrencia de los eventos de cierta magnitud M , basada en eventos registrados en el pasado. El valor de N corresponde al número de eventos de magnitud mayor que M por unidad de tiempo. Los factores a y b son constantes sísmicas características de cada región (debidamente calibradas). Para el efecto se grafican los eventos de magnitud M o mayor ocurridos durante un período de tiempo dado y se recurre a un análisis de regresión lineal para determinar la función que mejor se ajusta.

Finalmente se incorporan los efectos de todos los sismos de todas las fuentes sismogénicas, en el entorno del sitio.

El peligro sísmico es un parámetro que cuantifica la ocurrencia de futuros eventos y se expresa en términos de la probabilidad de que determinado valor de aceleración

sea excedido en un tiempo dado. Por ejemplo, las normas modernas establecen un 2% de probabilidad de que un valor de aceleración sea excedido en 50 años.

Según la ley binomial de probabilidades se tiene:

$$(1 - p)^n = 1 - P_n$$

Donde:

P_n = probabilidad de que el valor sea excedido en “n” años (%)

p = probabilidad de que el valor sea excedido en un año

La probabilidad de excedencia en un año, p , está relacionada con el período de retorno por la expresión:

$$PR = 1 / p$$

Por lo tanto:

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - P_n/100)^{1/n}}$$

Los valores establecidos por las normas modernas en función del tipo de desempeño requerido para una estructura son:

Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno PR (Años)	Desempeño
50% - 50 Años	73	Operación continua
20% - 50 Años	225	Ocupación Inmediata
10% - 50 Años	475	Protección de Vidas
2% - 50 Años	2475	Prevención de Colapso

Tabla 1-5 Desempeño de una estructura según la probabilidad de excedencia.

En el método determinístico se elige un evento discreto controlador, por ejemplo el sismo máximo probable ubicado en una de las fuentes sismogénicas definidas en

un estudio sismotectónico. En función de las dimensiones de la falla, su ubicación y geometría y aplicando las ecuaciones de atenuación se calcula la aceleración en el sitio de emplazamiento. En ocasiones se define un segundo sismo de características más locales y de menor magnitud que el sismo máximo probable.

Finalmente, el Riesgo Sísmico en términos generales está dado por:

$$\text{Riesgo} = \text{Peligro} \times \text{Vulnerabilidad}$$

Donde el peligro está dado por la probabilidad de presentarse el evento considerado y la vulnerabilidad incorpora varios parámetros como obras de infraestructura, habitantes, etc.

2. SISMICIDAD EN EL ECUADOR

2.1. Marco Teutónico Actual

La ubicación del Ecuador en la porción noroccidental del continente sudamericano, implica para el país fenómenos de volcanismo y sismicidad sumamente activos, puesto que forma parte del cinturón de fuego que geodinámicamente tiene relación con un límite de placas en convergencia.

La tectónica asociada a las zonas de subducción está relacionada con la densidad de las placas subducidas, la velocidad de convergencia, y en particular los efectos de resistencia a la subducción.

La subducción de la placa oceánica Nazca bajo la placa continental América del Sur, es la responsable de la evolución geodinámica de los Andes septentrionales. Los rasgos fisiográficos más importantes que resultan de este proceso en el Ecuador son la presencia de una fosa tectónica de dirección aproximada N - S localizada costa afuera, el desarrollo en el borde continental de la cadena montañosa formada por las cordilleras Occidental y Real, separadas por el Callejón Interandino y la consecuente formación de las cuencas de ante - arco Y tras - arco.

Las investigaciones, sobre la geodinámica del Pacífico oriental, indican que el proceso actual comenzó hace aproximadamente 26 Ma cuando se generaron las placas Cocos y Nazca a expensas de la reorganización de la placa Farallón.

El proceso de subducción de la placa Nazca origina una zona de alta sismicidad (Zona de Benioff) que se inclina hacia el continente, donde la profundidad de los sismos se incrementa en el sentido de la inclinación, pudiendo alcanzar más de 200

kilómetros, bajo la llanura Amazónica. Estos sismos se originan por los efectos mecánicos asociados al proceso de subducción. Varios autores, en base a la ubicación de los hipocentros y al análisis de varios mecanismos focales de eventos sísmicos de los Andes septentrionales, encontraron diferencias en la inclinación de la subducción del norte del Perú (10 - 15 E), comparada con aquella del centro y sur del Ecuador (25 - 30 E), señalando diferentes direcciones de movimiento.

Pennington (1981) estudió la tectónica de la región a partir de los mecanismos focales de 56 terremotos de magnitud >4.2 . Según este autor, el Ecuador constituye un segmento donde la subducción se inclina 35° en dirección N 35° E. Esta disposición de la subducción no parece tener una explicación satisfactoria y bien valdría considerar la incidencia del Escarpe de Grijalva en la placa Nazca y la subducción de la Cordillera de Carnegie. Algunos efectos, como la distribución de la sismicidad y del volcanismo cuaternario en el país, podrían relacionarse a este fenómeno.

El bloque andino septentrional de Sudamérica está limitado del resto del continente por una zona de fallas activas de dirección NNE y se mueve en la misma dirección. Estas observaciones implican un movimiento dextral a lo largo de fallas regionales, lo que ya fuera propuesto por Cambell, (1974) para el sistema Dolores-Guayaquil (Dolores Guayaquil Megashear DGGM), sin embargo, la propuesta de Pennington involucra las fallas del frente andino oriental, pero allí las observaciones de campo indican que el régimen es esencialmente compresivo con fallas de empuje E - W. El límite más probable parece estar relacionado con las fallas de Guayaquil - Pallatanga - Chingual en Ecuador, prolongándose hacia Colombia con la falla dextral del Algeciras - Servita, pasando luego por los accidentes inverso - dextrales del pie de la Cordillera Oriental del norte de Colombia.

Más al Norte pasa por la Sierra Nevada del Cucuy y de Cúcuta y se prolonga en Venezuela con las fallas de Boconó, San Sebastián y El Pilar, definiendo así el límite Sur de la placa Caribe.

2.2. Neo tectónica y Sistemas Activos

- El sistema de fallas transcurrentes dextrales, están relacionados con el movimiento hacia el NE del bloque andino en el contexto de interacción de placas.
- El sistema de fallas inversas del frente andino oriental absorbe la deformación compresiva E - W del bloque andino septentrional con respecto al continente sudamericano.
- Las fallas inversas de dirección N - S, del Callejón Interandino y de las cuencas intramontañosas australes, se consideran como el efecto de la interacción de los sistemas anteriores.
- Algunas fallas activas están relacionadas con la reactivación de fallas antiguas que separan los grandes conjuntos Litológicos del Ecuador.

A continuación se describe las principales características de los diferentes sistemas activos y sus principales segmentos:

2.2.1. El Sistema Transcurrente Dextral

En el Ecuador, está representado principalmente por la falla transcurrente dextral de Afiladores (Colombia) y Chingual (Ecuador), esta última que se ramifica en diferentes segmentos oblicuos a los Andes ecuatorianos, dirigiéndose hacia el golfo de Guayaquil. Los principales segmentos en la parte septentrional han sido

identificados y descritos por Soulas et al. (1987, 1991). Otros lineamientos igualmente de dirección NE – SW, que en parte han sido identificados como fallas en el noroccidente ecuatoriano, forman parte del mismo sistema.

Las principales fallas de este sistema son:

-Transcurrente Chingual - Cayambe

El sistema es lineal dextral, con algunos pequeños escalones

- Fallas transpresivas Baeza - Reventador

Al Oeste y Noroeste del volcán Reventador, se tiene una zona de traspresión con fallas inversas, buzando hacia el Oeste, pero que podrían presentar un componente dextral menor. La orientación general de las fallas es Norte- Sur

-Huambaló - Sumaco

Al Sur del nevado Cayambe, el sistema pierde su clara expresión morfológica, pero se estima que se bifurca formando los segmentos de Oyacachi - Machachi y el de Huambaló - Sumaco. Las fallas transpresivas de Baeza - Reventador, se ramifican y se proyectan a lo largo del valle del río Quijos, hacia el Suroeste, pasando por Baeza, constituyendo las fallas del frente subandino. Luego al Suroeste, el sistema viene probablemente a cruzar la Cordillera Real, a lo largo del segmento Huambalo - Sumaco que de acuerdo a lo observado en las imágenes de satélite retorna una componente dextral de importancia.

-Oyacachi - Machachi

Entre la parte Sur del Cayambe y el volcán Pasocha, el trazo de la falla no es bien definido, pero se infiere un segmento en echelon dextral.

El echelon más importante se proyecta desde el Sur del Cayambe hacia Oyacachi, donde se bifurca hacia el Sur en dos ramales NE - SW, uno hacia la cuenca del río

Papallacta y otro hacia el Suroeste en dirección de las lagunas de Paracocha y Ramos, dirigiéndose hacia la laguna de Micacocha al Este del nevado Antizana. Este segmento ingresa al Callejón Interandino entre los volcanes Pasochoa y Rumiñahui y se dirige hacia los Illinizas.

-Pallatanga

Constituye uno de los segmentos más activos del país. Se proyecta desde Cajabamba al Sur de Riobamba, a lo largo del río Pangor, hasta Papallacta y probablemente más al Sur hacia Narajal. Es el mejor conocido a través de estudios morfodinámicos y microtectónicos. La falla tiene una excelente expresión morfológica en los altos de la Cordillera Occidental donde se encuentra afectando a depósitos morrénicos holocénicos.

Esta falla y aquellas identificadas en la región de Guamote - Palmira se proyectan hacia el Golfo de Guayaquil, a lo largo de los segmentos de Naranjal - Bucay y Cañar - Jambelí.

- Fallas del Noroccidente Ecuatoriano (Segmentos de Apuela y Jama)

En el sector de Apuela, al Oeste de Ibarra, la falla tiene una buena expresión morfológica que controla el valle del río Cotacachi - Apuela y un ramal en el río Azuela y se proyecta tanto al Norte, hacia la Estación Carchi, como al Sur hacia el sector de Alluriquín.

En la Costa, un sinnúmero de lineamientos de dirección NE - SW identificados en imágenes radar, confluyen en la zona de Jama, donde se ha podido identificar fallas de componente principal dextral.

-Girón

La gran falla de Girón aparece en la región Sur del Ecuador, enlazada al sistema principal dextral, a través del segmento poco definido de Atillo - Azogues. La falla se proyecta desde Tarqui (un poco al Sur de Cuenca) hacia el Suroccidente, donde probablemente se relaciona con los segmentos poco conocidos de Alamor y Macará. Estudios morfodinámicos y microtectónicos recientes; describen la falla como normal pura; esta conclusión debe sin embargo revisarse ya que la geometría de la falla sugiere al menos una componente dextral.

2.2.2. El Sistema Transcurrente Siniestral

Se ha considerado que este sistema tiene una dirección NW - SE Y sería conjugado respecto al sistema transcurrente dextral mayor descrito anteriormente; sin embargo, Soulas et al. (1991) describen dentro de este sistema a la falla NE - SW de San Isidro.

- Fallas El Cinto, Tandapi, Esmeraldas

Algunas fallas no muy relevantes, de dirección NW - SE, han podido identificarse en los trabajos de interpretación y de campo.

Al Oeste de Quito, el río Cinto aparece controlado por un lineamiento bien marcado que hacia el Sureste muestra algunos rasgos morfológicos de falla con actividad cuaternaria (Petrotransporte, 1991).

Un poco más al Sur, en el sector de Tandapi se identifica algunos rasgos morfológicos de falla que controlan los escarpes y colinas desplazadas en la margen derecha del río Pilatón. Cualquiera de estas dos fallas podría ser la prolongación del lineamiento Esmeraldas que ha sido descrito como falla (DGGM, 1982) Y cuya actividad está todavía por comprobarse.

-Fallas de la Costa

Unas cuantas fallas y lineamientos de importancia, con dirección NW - SE, se identifican en la región costera. La más importante es la de Bahía de Caráquez, cuya componente sinistral parece haber controlado desde el Neógeno, la formación de la bahía.

Adicionalmente, el análisis de imágenes radar ha permitido identificar otros segmentos de dirección NW – SE Y WNW – ESE que presentan morfología de fallas con componente inversa, es decir, transpresivas sinestrales; entre las que se destaca la de Chongón. Un estudio más exhaustivo debería emprenderse en esta región.

2.2.3. El Sistema de Fallas del Callejón Interandino

- Falla de Quito

La falla de Quito denominada también de Ilumbisí, separa la cubeta donde se ubica la ciudad, del valle de Los Chillos. Se la ha cartografiado desde Pomasqui al Norte hasta Amaguaña al Sur, con una extensión aproximada de unos 45 kilómetros. La velocidad del desplazamiento discontinuo definida por Soulas et al. (1991), varía de 0.5 a 1 mm/año

-Fallas Poaló – Saquisilí

El borde occidental del Callejón Interandino en la región de Latacunga, está definido por fallas escalonadas que presentan fuertes escarpes y se encuentran afectando a los depósitos volcano - sedimentarios del Cuaternario. Más al Sur y con una duración un tanto oblicua, estas fallas están probablemente relacionadas con el desarrollo de dos flexuras determinadas en el río Nagsiche, al Oeste de Salcedo.

-Flexuras y Fallas de Yanuyacu

Desde Latacunga hasta Píllaro, el borde oriental del Callejón Interandino está definido por varias flexuras y fallas pequeñas que afectan a los depósitos Píocuaternarios. La más importante es la flexura de Yanayacu, descrita por Dávila (1990) al Este de Salcedo.

Estas flexuras están probablemente relacionadas con fallas inversas que cartográficamente se prolongarían con el segmento Baños - Píllaro que muestra una morfología de falla transpresiva pasiblemente sinistral.

-Rio Blanco

Aparece en la margen derecha del Río Blanco, al Noreste de Riobamba. Su expresión morfológica en la porción Sur es de falla inversa con un fuerte escarpe, en tanto que al Norte presenta evidencias de transcurrancia, desarrollando un pequeño "pull apart".

2.2.4. El Sistema de Fallas de las Cuencas Australes

Se trata de fallas inversas que limitan y han controlado la evolución de las cuencas intramontañosas.

- Fallas Catamayo

La cuenca de Catamayo (La Toma) está controlada por fallas de dirección aproximada N-S.

-Falla de Loja

En la cuenca de Loja, las fallas de sus bordes presentan una geometría más completa y no muy reciente. Solamente la falla del borde Noroccidental presenta evidencias morfológicas transpresivas de actividad posiblemente cuaternaria.

-Fallas de Malacacos- Vilcabamba

La subcuenca de Vilcabamba aparece controlada por fallas de dirección general N - S, las mismas que probablemente se prolongan hacia el Norte controlando la subcuenca de Malacatos. La falla oriental es un accidente rejuvenecido que desarrolla grandes escarpes sinuosos al Sureste de la cuenca, favorecen los deslizamientos y controlan los drenajes.

2.2.5. El Sistema de Piedemonte Oriental

El sistema de fallas del piedemonte andino oriental es esencialmente inverso e involucra a las fallas del borde de la Cordillera oriental de Colombia y a las fallas del frente subandino del Ecuador. Constituyen el frente de empuje de la placa sudamericana que limita y controlan el levantamiento andino desde el Eoceno, con una actividad persistente hasta la actualidad.

Morfológicamente se define varios segmentos de falla que limitan las más importantes zonas morfoestructurales de la zona subandina.

- *Bermejo - Reventador*

Aparece como un accidente importante que limita, al Oeste, el levantamiento Napo y se confunde con los segmentos del sistema de fallas transcurrentes y transpresivas de Chingual y Baeza. La falla de Bermejo muestra una clara expresión morfológica inversa.

-*Payamino - Cascales*

Limita al Este el levantamiento Napo. Su trazo sinuoso y los escarpes bien desarrollados, la definen como falla inversa, la misma que parece afectar los depósitos aluviales cuaternarios de la llanura amazónica.

-Fallas de Puyo y Mera

En la región de Puyo y Mera aparecen varias fallas transpresivas e inversas escalonadas, dirección NNE - SSW.

-Fallas de la región de Cutucú

La cordillera de Cutucú está segmentada longitudinalmente por varias fallas de dirección general N - S, definidas como Namangosa - Macas, Santiago - Upano, Macuma - Mera y Taisha - Villano. Estas fallas absorben la compresión y presentan morfología de fallas inversas.

-Fallas de la región de Zamora

Se incluyen las fallas de Numbala - Zamora y Río Nangaritza que limitan la Cordillera de Nambija al Oeste y Este, respectivamente. Forma parte de las fallas del frente subandino con cinemática transpresiva que probablemente ha actuado desde el Neógeno. La falla a lo largo río Nangaritza parece esencialmente inversa y provoca el levantamiento de antiguas terrazas aluviales del río.

2.3. Sismicidad Histórica

En general los reportes sobre la sismicidad del período pre-instrumental o histórico, permite evaluar con aproximación los parámetros de los sismos, los efectos provocados y el ámbito de ocurrencia, lo cual contribuye de alguna manera a evaluar las condiciones de sismicidad de una región y, consecuentemente a, determinar la amenaza y el riesgo sísmico.

Antes de la aparición de los instrumentos de medida, los sismómetros, se conocía de la ocurrencia de los eventos sísmicos por los efectos que dejaban sobre las

personas, las propiedades o el medio-ambiente. En épocas recientes, este tipo de datos se encuentran en archivos históricos, pero para el caso de eventos de mayor antigüedad, solo se tiene información si estos dejaron su huella en el medio-ambiente, este es el caso de eventos sísmicos de gran magnitud ocurridos hace miles de años. (Figura 2-1)

La historia sísmica del Ecuador está llena de dolorosas experiencias, producto de grandes catástrofes que dejaron a su paso muerte y destrucción a lo largo y ancho de todo el territorio nacional. En términos generales, si tomamos en cuenta los temblores de pequeña magnitud que no son sentidos por las personas y son detectados únicamente por los sismógrafos, el número de sismos que se registran en nuestro territorio pueden sumar decenas de miles por año. Dentro de esta gran cantidad de actividad sísmica, de tiempo en tiempo ocurren grandes terremotos, cuya historia se inicia en 1541. Hasta la actualidad, en un lapso de 458 años, han ocurrido en nuestro territorio 37 terremotos de intensidad igual o mayor a VIII (Escala Internacional de Mercalli), grado a partir del cual, los efectos son de consideración. Y si se toma en cuenta los sismos a partir de la intensidad VI, (que es el grado desde el cual se presentan daños leves), hay que añadir 96 eventos que han causado daños desde leves hasta moderados.

Es imposible cuantificar las pérdidas materiales ocasionadas por estos terremotos, y en lo referente a las pérdidas de vidas, éstas superan las 80.000 muertes.

Cabe resaltar que en el período histórico entre otros sismos importantes ocurrieron 3· eventos de características devastadoras: Riobamba Antigua - 1797; Ibarra - 1868 y Pelileo – 1949; localizadas en el callejón interandino.

Fecha	INT	REGION	EFFECTOS
04-1541	9	Nororiente y Quinche	Asustó a la expedición de G. Pizarro
4-09-1587	9	Quito y Otavalo	Desplome de edificaciones en Quito y Otavalo
15-03-1645	9	Riobamba antigua	Sepultó a muchos habitantes bajo los escombros
29-08-1674	10	San Miguel de Chimbo, Alausí, Riobamba antigua	Deslizamientos del terreno, ondulaciones y ruidos.
20-06-1698	10	Cerca de Ambato, Tixán antigua y Pillaro	A causa del sismo mueren 6500 personas
26-03-1755	9	Quito	Muchas edificaciones fueron afectadas y destruidas. "Parece que este es el fenómeno entre los terremotos, el más formidable en Quito".
4-02-1797	10	Riobamba antigua, Quito	Deslizamientos, torrentes de lodo. Murieron cerca de 20000 personas entre Ambato y Quito
16-08-1868	10	Cotacachi e Ibarra antigua	"Desde el terremoto de Riobamba en 1797, la humanidad del país no conoce de un cataclismo igual y el numero de víctimas perdidas fue indudablemente superior."
31/01/1906	9M	Mar, Esmeraldas	Quinto terremoto más fuerte registrado en el mundo

Tabla 2-1 Datos de Sismicidad Histórica en el Ecuador

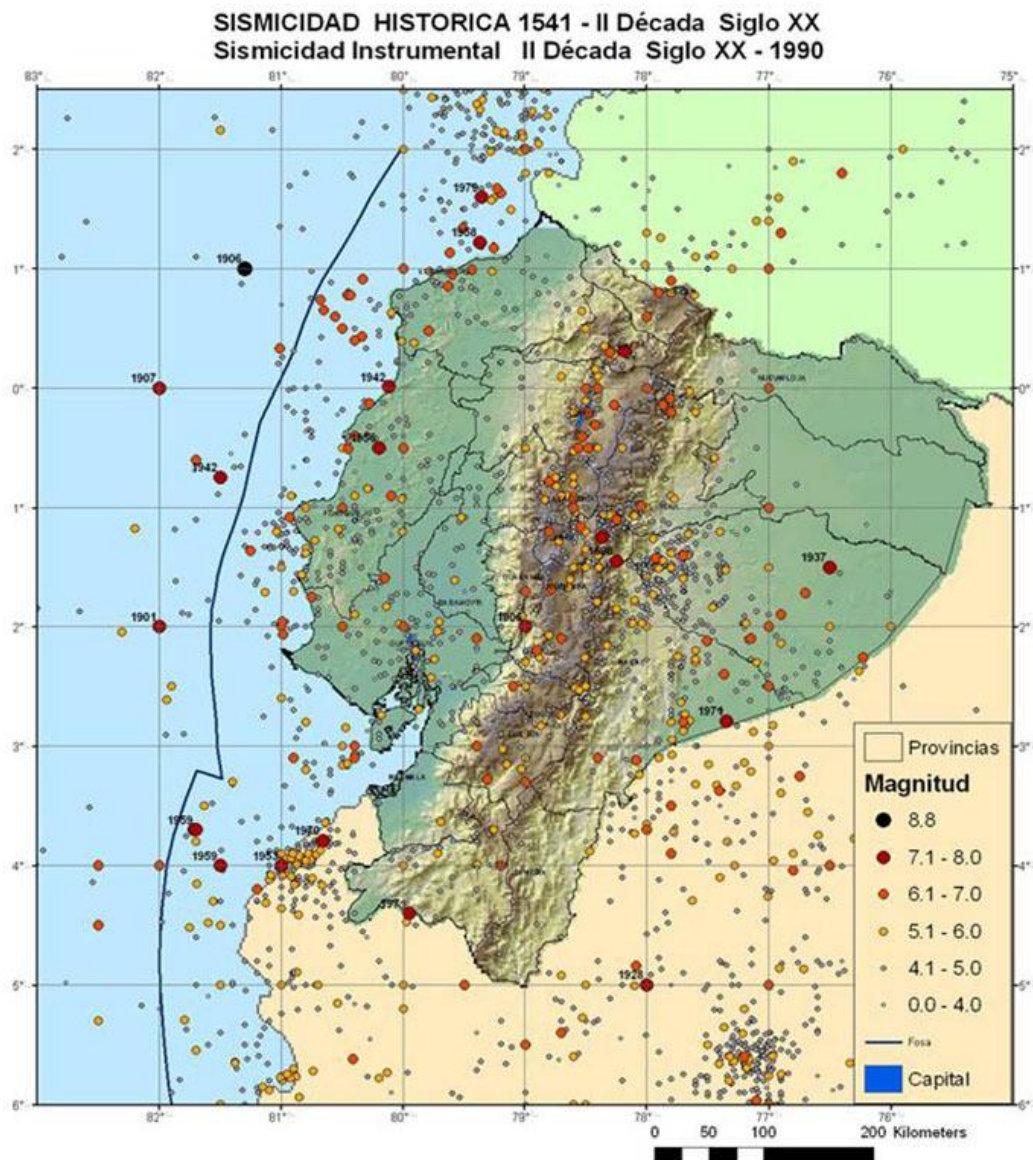


Figura 2-1⁸ Sismicidad Histórica en el Ecuador

2.4. Sismicidad Instrumental

A diferencia de los datos sísmicos del período histórico, la información de la sismicidad instrumental involucra datos de mayor precisión, constituidas por sus

⁸ IGEPN, *Sismicidad histórica*, Internet. www.igepn.edu.ec/index.php/sismos/sismicidad/historica.html. Acceso: (12-11-2010)

coordenadas epicentrales, el tiempo de origen, la magnitud y la profundidad hipocentral, registrados y calculados en base a una red sísmica.

La calidad de los datos depende de distintos parámetros que involucran la geometría de la red sísmica para la localización del hipocentro; el modelo de velocidades utiliza la calidad de las distintas fases de la onda sísmica; la heterogeneidad y anisotropía del medio de propagación; el mecanismo de la fuente; la atenuación de las ondas; las condiciones del sitio de recepción; la respuesta instrumental, etc.

El monitoreo de la sismicidad existente en el Ecuador se la realiza utilizando la Red Nacional de Sismógrafos (RENSIG) y Acelerógrafos (Figura 2-2), actualmente conformada por 42 estaciones sísmicas telemétricas de uno y de tres componentes de período corto localizados en el territorio ecuatoriano, de manera especial en fuentes sísmicas importantes y en los volcanes activos de mayor peligro para la población. Además se cuenta con 10 acelerógrafos. La información obtenida por los sensores sísmicos se somete a procesamiento utilizando herramientas adecuadas. Toda esta información puede ser obtenida del catálogo sísmico que posee el Instituto Geofísico y que está disponible para la comunidad.

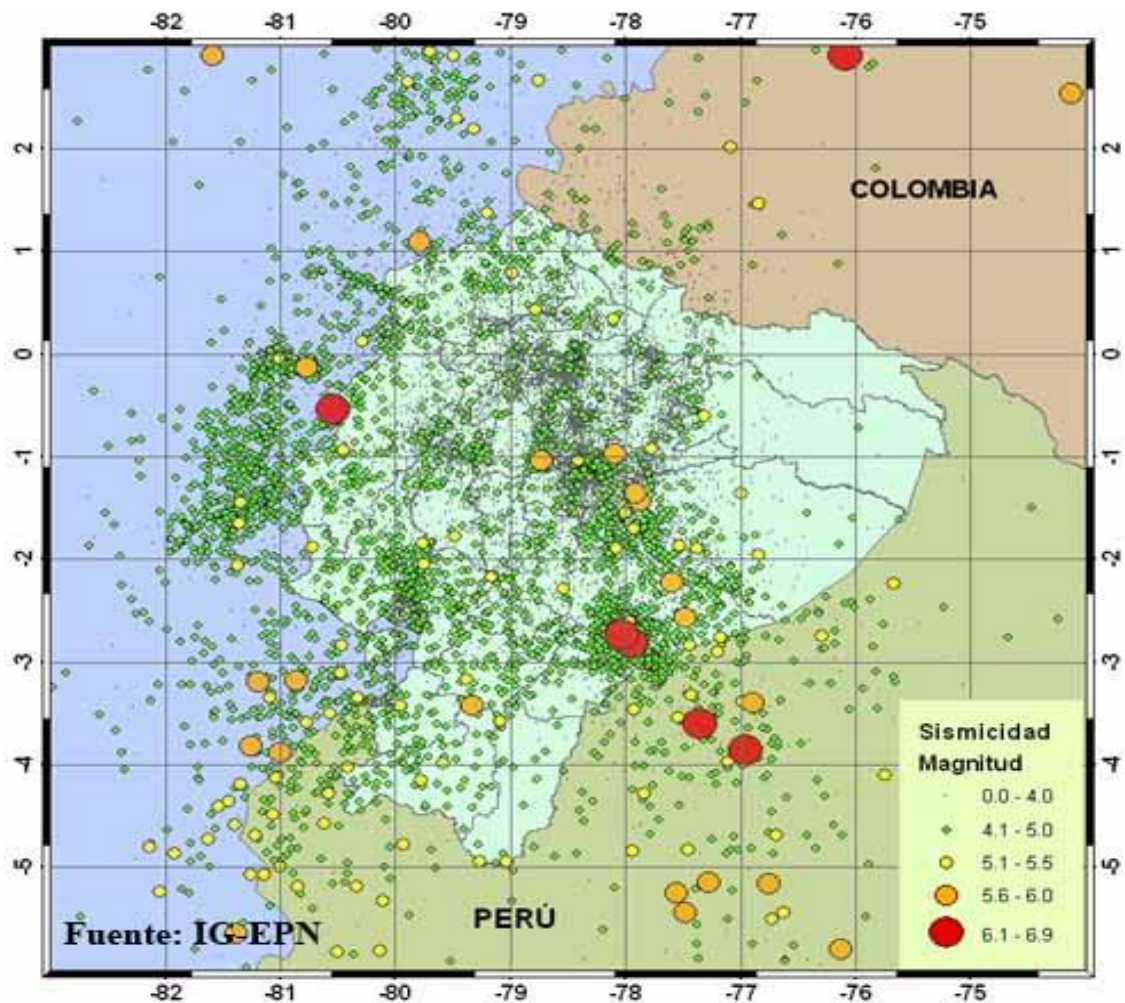


Figura 2-2⁹ Sismicidad Instrumental en el Ecuador.

2.5. Principales Zonas Generadoras de Sismos

(Obtenido del Mapa Sismo Tectónico del Ecuador, Dirección Nacional de Defensa Civil / Escuela Politécnica del Ejército)

El Ecuador se ha dividido en varias zonas generadoras de sismos (sismogenéticas), según el sistema y mecanismo generador.

Zona A: Fallamiento superficial transcurrente y sistema de fallas inversas de la región interandina y del frente subandino oriental; sismos altamente destructores

⁹ IGEPN, *Sismicidad instrumental*, Internet. www.igepn.edu.ec/index.php/instrumental.html. Acceso: (12-11-2010)

han ocurrido en esta región (Riobamba, Pelileo, Ibarra, Quito, Nororiente, etc.). En general es una zona con riesgo sísmico alto, predominantemente cortical.

Zona B: Relacionada con la fosa oceánica y el inicio de la subducción de la Placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, la que provoca importantes esfuerzos de cizalla, produciendo fallas transcurrentes dextrales y siniestrales. También se han generado fallas inversas. Se han registrado sismos altamente destructivos en esta zona (Esmeraldas, Bahía de Caráquez). Es una zona con registro sísmico alto con predominio de sismos superficiales.

Zona C: Registro sísmico de moderado a alto, con sismos de carácter superficial o cortical y de subducción. La sismicidad en esta zona se origina en las fallas transcurrentes y dextrales, así como en la subducción.

Zona D: Los sismos en esta zona registran profundidades preferentes mayores a los 70Km. Registro sísmico moderado, fallamiento inverso del Piedemonte Andino Oriental y la subducción.

Zona E: Zona con registro sísmico moderado. La sismicidad de esta zona se origina en el fallamiento dextral-normal de la región austral y en la subducción.

Zona F: Registro sísmico muy alto y que agrupa los nidos sísmicos del Puyo, Tumbes y Galápagos. Fuente importante de sismicidad en los dos primeros nidos. En Puyo no está bien definido el sistema generador, en Tumbes se asocia a la convergencia entre las placas de Nazca y Sudamerica, mientras que en Galápagos está asociado al volcanismo de la zona.

Zona G: Zona con registro sísmico muy bajo, asociado potencialmente con la subducción.

2.6. Mapa de Peligro Sísmico

Con base en la información de los registros históricos e instrumentales, el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional produjo un mapa de peligro sísmico para el Ecuador (Figura 2-3), definiendo zonas para las siguientes aceleraciones pico en roca:

ZONA I	ZONA II	ZONA III	ZONA IV
0.15g	0.25g	0.30g	0.40g

Tabla 2-2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

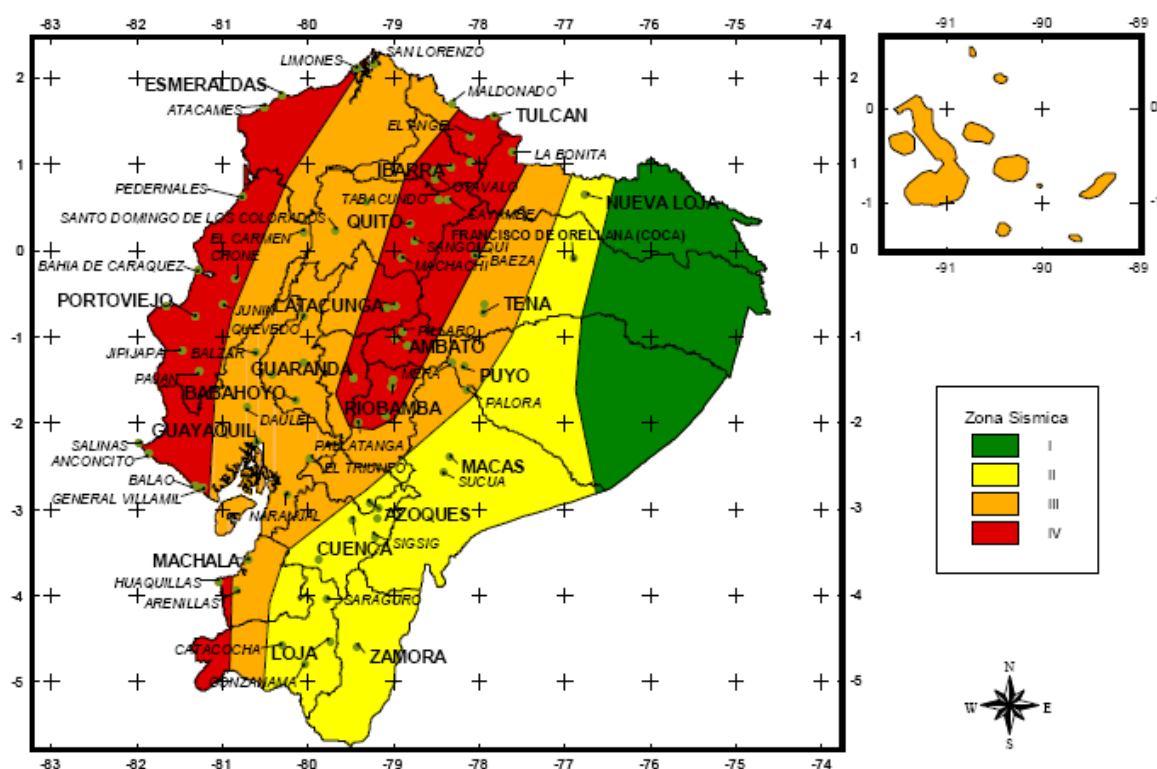


Figura 2-3¹⁰ Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

¹⁰ Código Ecuatoriano de la construcción, Quito, 2002, pag.18

3. CONCEPTOS BÁSICOS EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE

3.1. Fuerzas Sísmicas Reales Sobre las Estructuras

Toda estructura que se encuentre en una zona sísmica estará sujeta a fuerzas directamente proporcionales con la aceleración máxima probable determinada por el estudio de peligrosidad. Si queremos diseñar la estructura para que se mantenga dentro del **rango elástico** durante el sismo de diseño, tenemos que aplicar la siguiente fuerza:

$$F = m.a$$

3.2. Fuerzas Sísmicas Permitidas para el Diseño de Estructuras

3.2.1. *El Espectro de Respuesta*

El espectro de respuesta corresponde a la función que representa las máximas respuestas de un sistema de un grado de libertad sujeto a una fuerza definida. (Figura 3-1) La fuerza definida puede corresponder a la aceleración aplicada en la base del sistema, que es el caso de una acción sísmica.

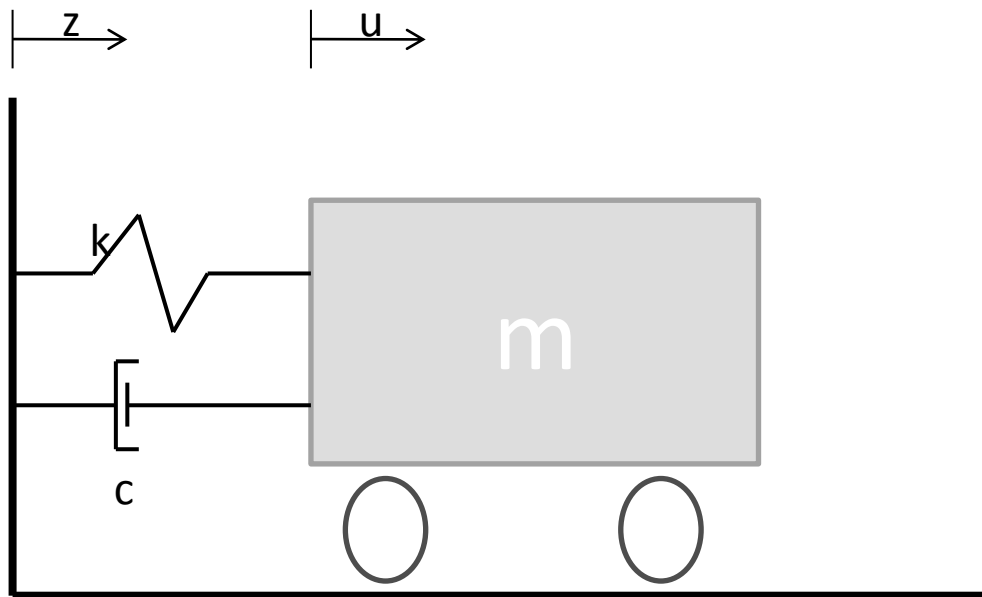


Figura 3-1¹¹ Sistema de un grado de libertad sujeto al movimiento en el apoyo

$$m\ddot{u} + c(\dot{u} - \dot{z}) + k(u - z) = 0$$

$$x = u - z$$

$$\dot{x} = \dot{u} - \dot{z}$$

$$\ddot{x} = \ddot{u} - \ddot{z}$$

$$m(\ddot{x} + \ddot{z}) + c(\dot{x}) + k(x) = 0$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z}$$

Siendo “ \ddot{z} ” la aceleración del soporte y “ x ” el desplazamiento relativo de la masa.

En la solución de la ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad elemental se deduce que:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{radianes/seg})$$

Donde “ ω ” representa la frecuencia angular natural del sistema.

¹¹ Daniel Heinzmann, *Cálculo Sísmico de edificios*, Internet: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>. Acceso:(12-11-2010)

También se establece la relación:

$$\omega T = 2\pi$$

Donde “T” representa el período fundamental de vibración del sistema.

Por lo tanto:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{seg})$$

La frecuencia natural de vibración del sistema es:

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{Hz o Ciclos por segundo})$$

Otras relaciones que se obtienen de la solución del sistema de un grado de libertad amortiguado son:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad c_{cr} = 2\sqrt{km}$$

Donde “ ξ ” se conoce como la relación de amortiguamiento y “ c_{cr} ” el valor del amortiguamiento crítico.

La ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad sujeto a la aceleración en su base puede ser resuelta aplicando la integral de Duhamel como sigue:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\omega(t-\tau) d\tau$$

La aceleración en la base del sistema es el registro de una acelerograma. (Figura 3-2)

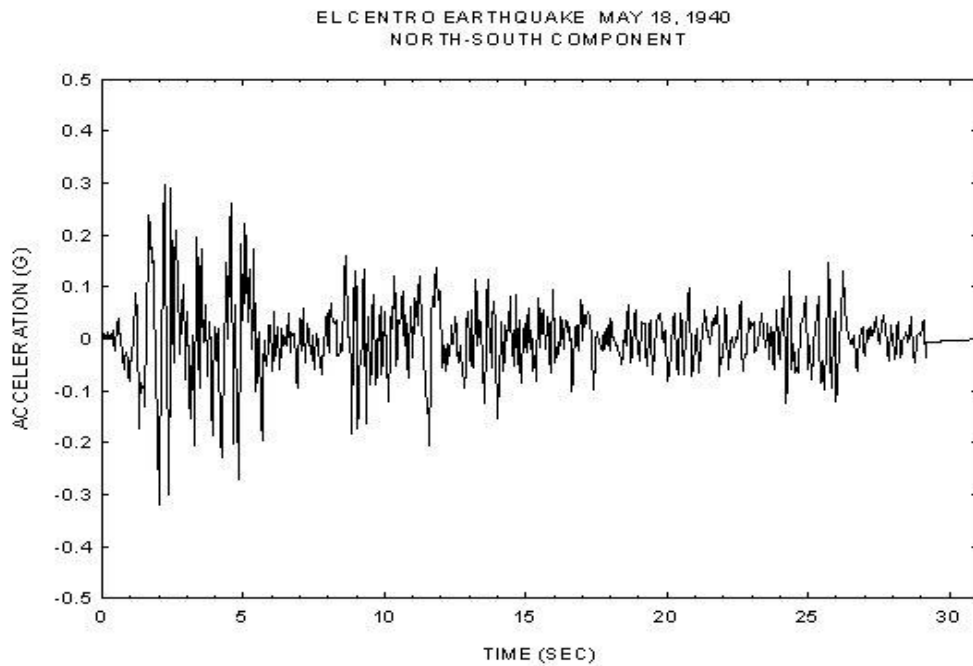


Figura 3-2¹¹ Acelerograma.

Se procede entonces a evaluar la respuesta máxima para desplazamiento, velocidad y aceleración de la masa, haciendo variar el período “T” (o la frecuencia “ ω ”). Esto se consigue manteniendo fija la masa y haciendo variar el valor de la constante de rigidez del resorte, “k”. (Figura 3-3)

¹¹ Daniel Heinzmann, *Cálculo Sísmico de edificios*, Internet: <http://usuarios.advance.com.ar/ingheinz/>. Acceso:(12-11-2010)

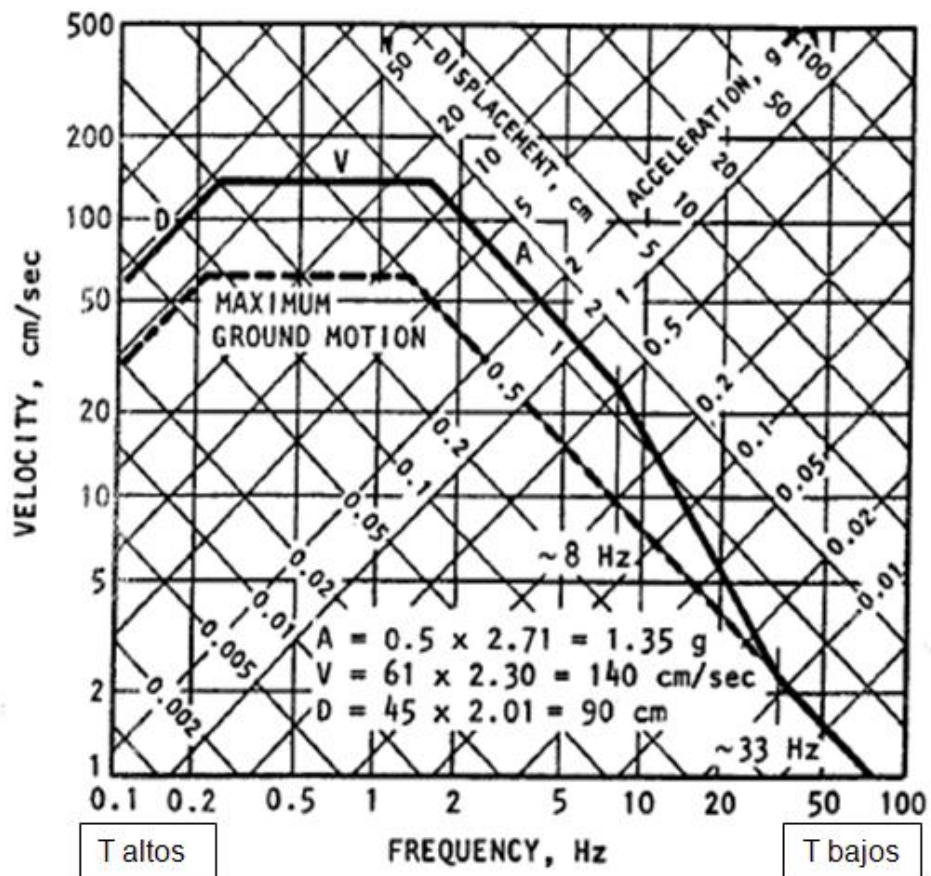


Figura 3-3¹² Espectros de Respuesta para movimiento lineal y movimiento adicional de torsión.

Cuanto $f = 1 \text{ Hz}$ $T = 1.0 \text{ seg}$

Cuando $f = 5 \text{ Hz}$ $T = 0.2 \text{ seg}$

Debido a que para el diseño en ingeniería es más fácil trabajar con períodos y aceleraciones, este espectro se ha simplificado (tomando en cuenta los efectos de velocidad y desplazamiento) y se ha normalizado para los acelerogramas de varios sismos de importancia que se han registrado.

Así, el espectro a nivel de **cargas elásticas** definido en la norma ASCE 7-05 es el siguiente: (Figura 3-4)

¹² Newmark, *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*, México, Editorial Diana, primera edición, 1972, , pág. 527

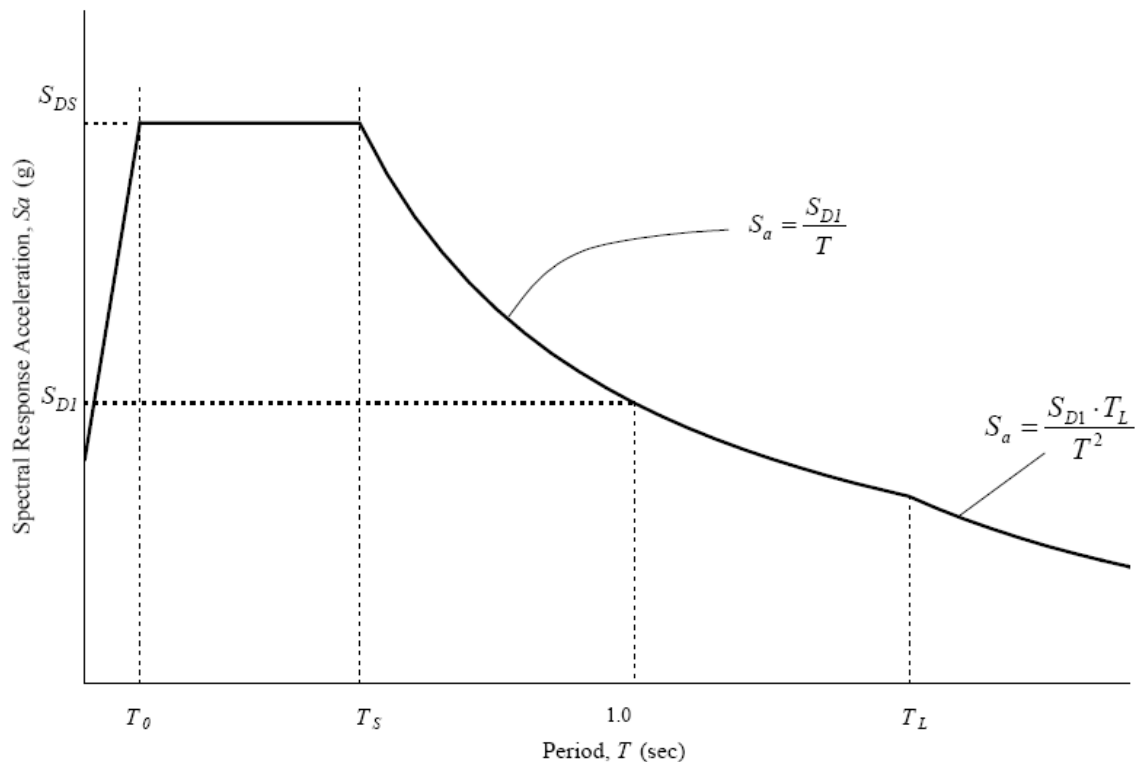


Figura 3-4¹³ Espectro a nivel de cargas elásticas definido en la norma ASCE 7-05

El diseño las partes de una estructura (elementos individuales, conexiones y apoyos) típicamente se basa en la distribución de las fuerzas internas calculadas con base en un análisis lineal elástico a la respuesta espectral, usando un espectro de respuesta que es representativo, pero SUSTANCIALMENTE REDUCIDO de aquel que se ha establecido para el movimiento del terreno en el sitio considerado.

Lo anterior significa que la estructura deberá responder inelásticamente y ser capaz de mantenerse estable (NO COLAPSO).

La fuerza que permite la norma y que se usa en el diseño es una fracción de la calculada con el espectro elástico que se ha indicado.

¹³ American Society of civil Engineers, ASCE7_05 *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, USA 7ª Edición, 2005, pág. 115.

$$F = \frac{m \cdot a}{R}$$

3.3. Coeficiente de Modificación de Respuesta “R”

Cuando las estructuras se detallan con niveles apropiados de ductilidad, son regulares, tienen continuidad y redundancia es posible realizar un análisis elástico con fuerzas sustancialmente reducidas y alcanzar un nivel aceptable en su desempeño. Las normas modernas adoptan el método de reducir la fuerza real que se puede producir durante un sismo, mediante la aplicación de un coeficiente de modificación de respuesta, “R”.

Por lo tanto, los procedimientos de análisis y diseño adoptan el método de reducir las fuerzas de tal forma que ante la acción de las cargas laterales dispuestas en la norma y que son reducidas por un coeficiente de modificación de respuesta “R”, controlando que la estructura no se deforme más allá del punto significativo de fluencia. Los desplazamientos elásticos determinados con la aplicación de las fuerzas reducidas son posteriormente amplificados mediante la aplicación de un factor “Cd” que ajusta las deformaciones con aquellas realmente esperadas al aplicar las fuerzas reales que se producen durante el sismo. (Figura 3-5)

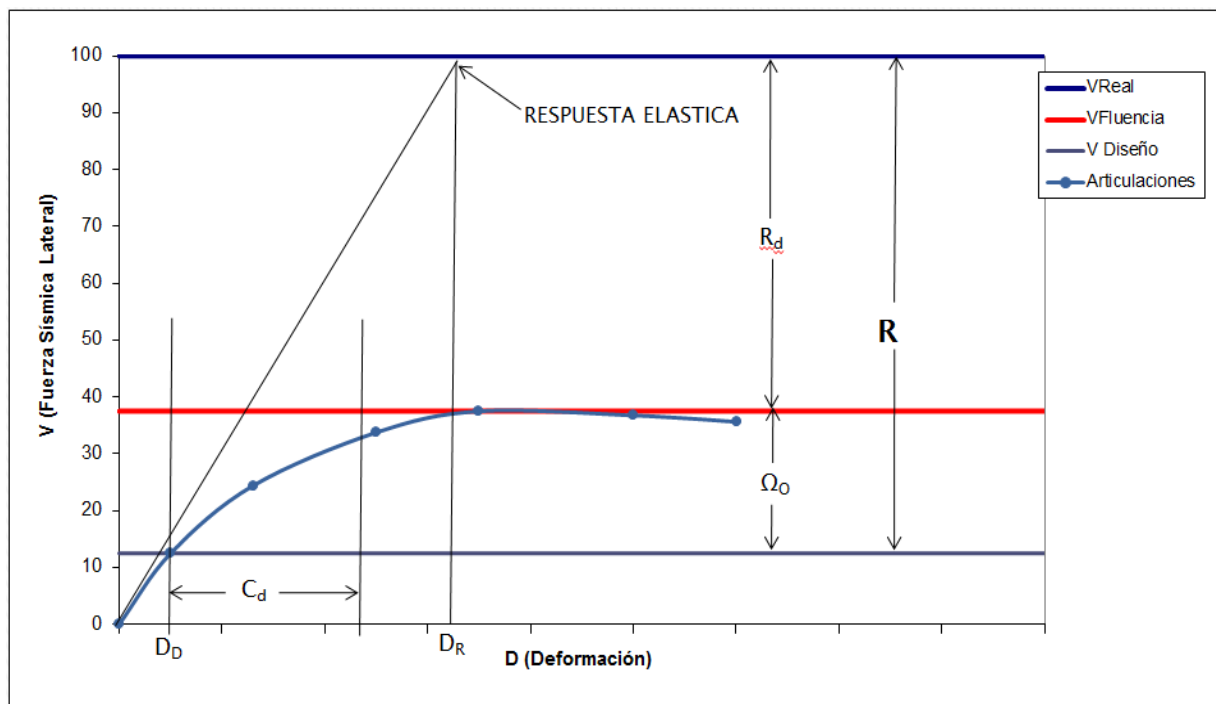


Figura 3-5¹⁴ Representación Gráfica de R

$$R = \frac{V_{real}}{V_{diseño}}$$

El término punto significativo de fluencia no es cuando se presenta la primera fluencia en un elemento, sino que se define como aquel nivel en el cual se produce la plastificación completa de la región crítica de la estructura (formación de la primera rótula plástica).

La capacidad de sobrerresistencia (Ω_0) que se obtiene en la respuesta inelástica aporta una reserva de energía que es necesaria para que la estructura resista los movimientos extremos que provocan las fuerzas sísmicas reales.

La sobrerresistencia indicada es producto del desarrollo progresivo de rótulas plásticas en una estructura redundante y adecuadamente diseñada. Existen otras razones para la generación de la sobrerresistencia, la primera es la sobrerresistencia

¹⁴ Ing. Juan Carlos Garcés, Conceptos Básicos de Diseño Sismo Resistente. Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

propia del material, por ejemplo esfuerzos resistentes a compresión en el hormigón, mayores a los especificados. Segundo, la aplicación de factores de reducción de resistencia ϕ . Tercero, normalmente el diseñador proporciona secciones que están trabajando debajo del límite requerido por el análisis. Finalmente el diseño de muchos sistemas estructurales, tales como pórticos a momento, normalmente están controlados por deformación y no por resistencia.

Como resultado final, la estructura tiene que responder dentro del rango inelástico cuando esté sometida a las fuerzas del sismo de diseño.

3.4. Ductilidad

La ductilidad de un elemento estructural se define como la capacidad de deformarse en forma progresiva bajo una carga constante o ligeramente creciente, sin presentar disminución alguna en su resistencia. La ductilidad provee al elemento una capacidad inelástica de responder a la acción de una carga, lo que implica la fluencia del mismo. El comportamiento opuesto al comportamiento dúctil se denomina fragilidad.

En este caso, la evaluación de la ductilidad se basa en una carga estática o monotónica.

El diagrama esfuerzo versus deformación de un material nos da una clara idea del concepto ductilidad. (Figura 3-6)

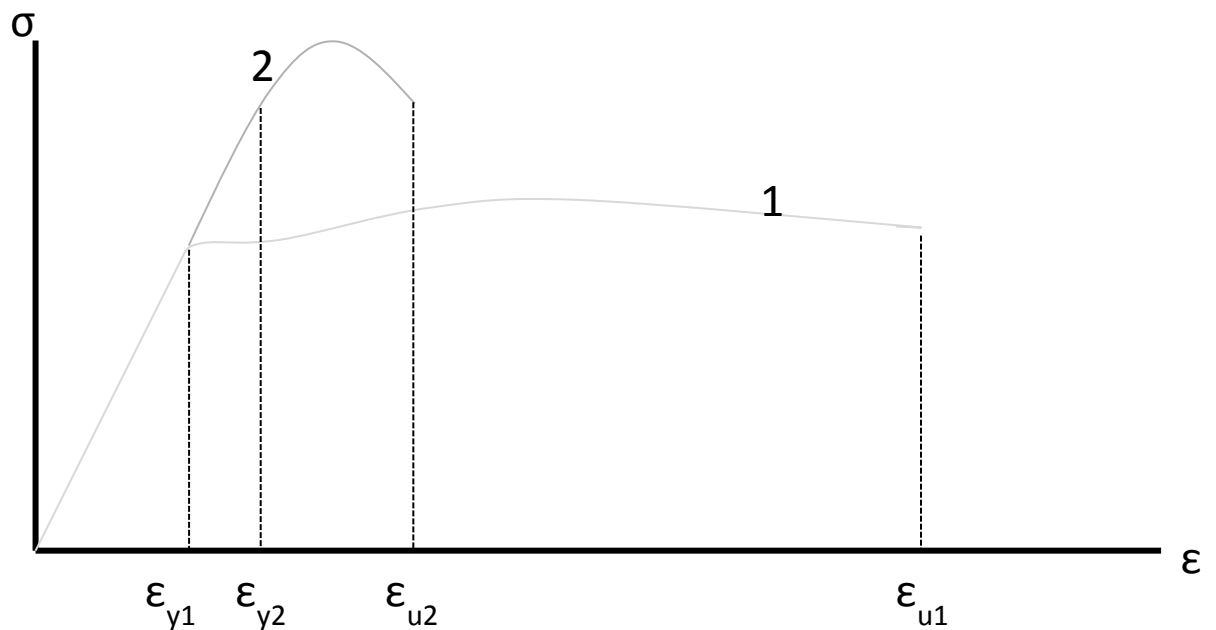


Figura 3-6¹⁵ Diagrama Esfuerzo versus Deformación

En este gráfico se muestran dos materiales (1) y (2), los cuales exhiben comportamientos diferentes, el primero (1) puede mantener un mismo nivel de carga sin llegar a fallar, deformándose progresivamente, por lo tanto mostrando un comportamiento dúctil. El segundo (2) no soporta mucho más carga luego de alcanzar la fluencia, fallando con poca deformación adicional, por lo tanto su comportamiento es frágil.

En términos matemáticos, la ductilidad del material está dada por:

$$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

En el caso de elementos estructurales, su ductilidad se determina de su diagrama carga – deformación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta}$$

¹⁵ Ing. Juan Carlos Garcés, Conceptos Básicos de Diseño Sismo Resistente. Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

Donde Δu y Δy son las deformaciones última y de fluencia, respectivamente.

En los elementos a flexión es común determinar la ductilidad en función de las relaciones momento – curvatura:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Siendo ϕ_u y ϕ_y las curvaturas última y de fluencia en la sección considerada.

3.4.1. El Comportamiento Histéretico

Debido a que el sismo es una carga dinámica que genera fuerzas cíclicas sobre las estructuras, los elementos se ven sujetos a procesos de carga y descarga, así como deformaciones en uno y otro sentido.

Cuando se trata de elementos estructurales o estructuras completas, la ductilidad se basa en el comportamiento histéretico, es decir la capacidad de responder de forma adecuada a ciclos reversibles tanto de carga como de desplazamiento (Capacidad de disipar energía).

La disipación de energía que se puede medir en el desempeño histéretico corresponde a la superficie limitada por la curva fuerza-deformación de la estructura a medida que experimenta varios ciclos de movimiento. Algunas estructuras tienen mucho más capacidad de disipar energía que otras. La capacidad de disipación de energía disponible depende en gran medida del nivel en que la estructura pierde resistencia y rigidez al degradarse progresivamente debido a los ciclos de deformación inelástica.

La siguiente figura muestra dos estructuras sujetas a carga dinámica, la primera muestra unos ciclos histéreticos que sugieren un comportamiento dúctil, debido a

que puede mantener niveles adecuados de carga y descarga con un razonable incremento en sus deformaciones, lo que significa que ha sido adecuadamente detallada para lograr un comportamiento dúctil. La segunda estructura en cambio muestra un comportamiento poco dúctil y que no ha sido adecuadamente detallada, pudiéndose apreciar que los lazos de la gráfica sufren un notorio estrechamiento.

A los sistemas estructurales con una gran capacidad de disipación de energía se les asigna valores mayores de R_d y en consecuencia valores altos en R , lo que da como resultado la aplicación de fuerzas normativas de diseño menores que para aquellos con capacidad limitada de disipación de energía. (Figura 3.7)

En el caso de la figura, la estructura (a) podrá diseñarse para cargas menores que aquellas que se requieren para la estructura (b).

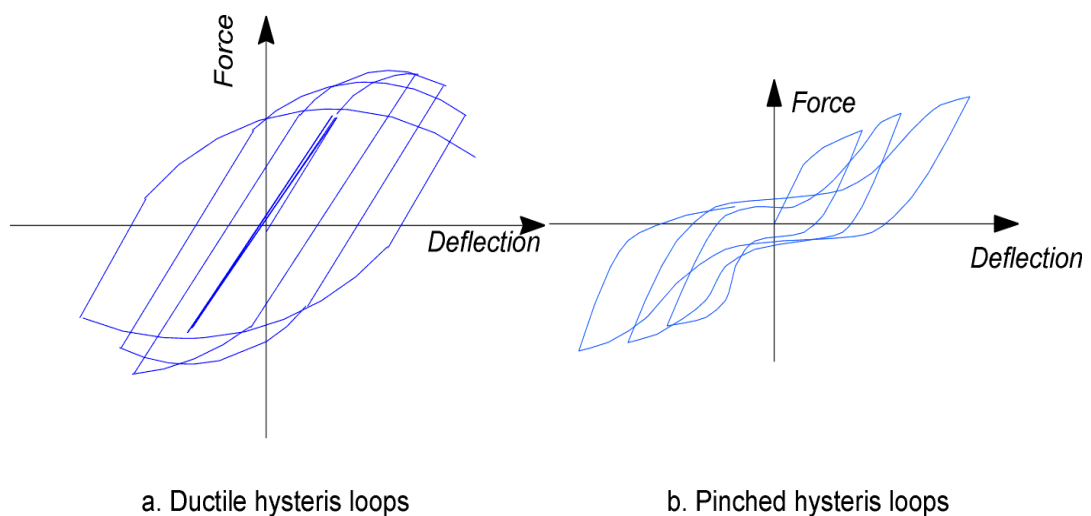


Figura 3-7¹⁵ Tipos de Comportamiento Histerético

Los parámetros que influyen en el valor de “ R ” son básicamente los materiales que forman la estructura y su tipología, factores que impactan en su desempeño y formas de falla.

¹⁵ Ing. Juan Carlos Garcés, Conceptos Básicos de Diseño Sismo Resistente. Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

Los valores de “R” que define la norma ASCE 7-05 están basados en la evaluación técnica de ingeniería sobre el desempeño real en sismos ocurridos, de los diferentes materiales y los sistemas estructurales. Estos valores deben ser escogidos y utilizados con mucho criterio. Por ejemplo, se deben utilizar valores bajos de “R” en estructuras que sean poco redundantes, en las que las rótulas plásticas se forman casi todas al mismo tiempo y a valores de fuerza cercanos a la resistencia de diseño.

4. MÉTODOS DE ANÁLISIS

4.1. La Fuerza Lateral Equivalente

El método de la Fuerza Lateral Equivalente (FLE) consiste en calcular una fuerza comúnmente llamada Corte Basal, “V”, y aplicarla sobre la estructura para realizar un análisis estático.

El cálculo de las fuerzas sísmicas, que se considera que actúan horizontalmente sobre las masas de las estructuras se efectúa multiplicando las masas gravitacionales con un coeficiente. Las distintas normas sísmicas se diferencian esencialmente según la modalidad en que se calcula este coeficiente sísmico. Las primeras normas que se han elaborado en el mundo, utilizaban coeficientes sísmicos constantes, dependientes solamente del grado de intensidad sísmica de la zona. Hoy en día, las normas se fundamentan en un análisis más completo del fenómeno, incluyendo no solamente las características del terreno, sino también las de la estructura. Se puede destacar, como una característica común a todas las normas que el efecto de las fuerzas sísmicas se incluye en el cálculo mediante fuerzas estáticas equivalentes. Estas fuerzas se considera que actúan en dirección horizontal y, en algunas normas, en dirección vertical.

El corte basal “V” se calcula como una fracción del peso “W” de la estructura:

$$V = C_s.W$$

Donde “Cs” depende de los siguientes factores:

- Categoría de ocupación de la estructura (importancia)
- Zona sísmica (aceleración del terreno)

- Tipo de suelo donde se implanta la estructura
- Período fundamental de vibración de la estructura
- Tipo de estructura (material y sistema)

El valor de "**V**" es distribuido en cada piso de la estructura en función de la superposición de cierto número de modos de vibración.

Después de una extensa investigación se encontró que la variación parabólica de las cargas laterales (Figura 4-1) reproducía los efectos dinámicos en la estructura con correlaciones superiores a 0.99 respecto de las respuestas reales obtenidas por medio de un análisis modal riguroso.

El modelo de la estructura debe cumplir con ciertos lineamientos según el material que se está utilizando. Por ejemplo, se deben considerar secciones agrietadas cuando se trabaja con hormigón armado.

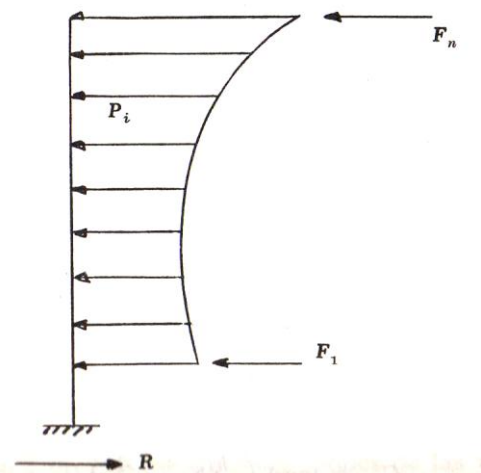


Figura 4-1¹⁵ Variación Parabólica de Carga Laterales.

¹⁵ Gabriel Estrada, *Estructuras antisísmicas*. México, Editorial Continental, Cuarta edición, 1984, pág. 171

4.2. El Espectro de Respuesta Modal

El método del espectro de respuesta modal consiste en analizar un modelo matemático sujeto a una carga dinámica que se calcula en función del espectro de diseño.

La respuesta máxima se obtiene combinando los modos de vibración, según cualquiera de los siguientes métodos:

- Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (SRSS)

$$R = \sqrt{\sum R_i^2}$$

- Combinación cuadrática completa de las respuestas modales (CQC)

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j \varepsilon_{ij} R_i R_j}$$

Donde ε_{ij} se conoce como coeficiente de correlación modal.

El espectro está definido por los mismos factores que intervienen en la determinación de “Cs” del método de la FLE, considerando los períodos de vibración para cada uno de los diferentes modos.

Se deben calcular cierto número de modos de vibración (Figura 4-2) para que luego de combinados se obtenga una masa modal participativa de al menos el 90% de la masa actual de la estructura.

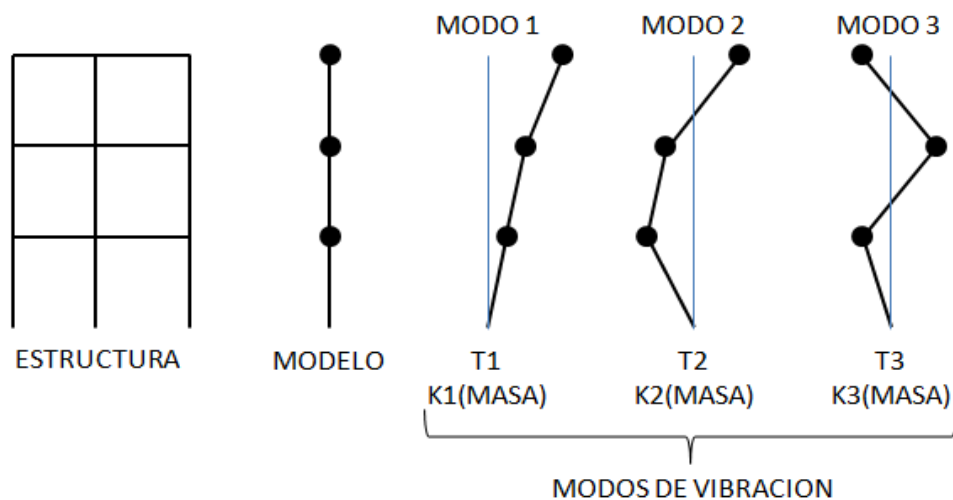


Figura 4-2¹⁶ Modos de Vibración.

El análisis debe contemplar el suficiente número de modos para obtener una combinación en la participación de las masas modales de al menos el 90% de la masa total en cada dirección ortogonal de la respuesta considerada en el modelo

El valor de cada parámetro de interés, incluyendo derivas de piso, reacciones y fuerzas en los elementos, para cada modo de vibración, será calculado utilizando el espectro de respuesta dividido para (R/I) . Los valores de deriva serán afectados por la cantidad (C_d/I) .

El valor de cada parámetro de interés será el resultado de combinar los modos de vibración usando cualquiera de los dos métodos siguientes:

Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

Combinación cuadrática completa (CQC)

¹⁶ Ing. Juan Carlos Garcés, *Espectro de Respuesta Modal*. Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

4.2.1. Escala de valores de diseño de la respuesta.

El corte basal (V_{din}) deberá calcularse para cada una de las direcciones ortogonales utilizando el período dinámico de vibración de la estructura (T_{din}), pero considerando el límite superior definido por ($C_u T_a$).

$$PERIODO\ T\ DE\ ANALISIS \leq \begin{cases} T_{DIN} \\ C_u * T_a \end{cases}$$

Cuando se realiza un análisis estático es decir mediante el método de la fuerza lateral equivalente el cortante basal que se debe usar será $V = C_s * W$, si se realiza un análisis dinámico es decir con el método de respuesta modal espectral el cortante basal mínimo que se debe usar será $V_{din} \geq 0.85 * C_s * W$ (85% del cortante obtenido por el método de la fuerza lateral equivalente), siempre y cuando la participación modal sea mayor o igual al 90%

Cuando la respuesta modal espectral para el corte basal (V_{din}) sea menor que el 85% del corte basal (V) calculado usando el método de la fuerza Estática equivalente, las fuerzas serán multiplicadas por $0.85\ V/V_{din}$

$$V_{DIN} \geq 0.85\ V_{EST}$$

Podemos afectar el valor de “R” para conseguir el mismo resultado

$$R_{DISEÑO} = \left[\frac{V_{DIN}}{0.85 V_{EST}} \right] \times R$$

4.2.2. Distribución del Cortante Horizontal y Efectos P-Delta

No se requiere incorporar la amplificación por torsión (A_x), si el modelo incorpora la excentricidad accidental

Los efectos p.4 se calculan siguiendo el mismo procedimiento que cuando se aplica la carga Estática equivalente

4.3. Respuesta al Registro de la Aceleración

El método de la respuesta al registro de aceleración consiste en aplicar la función de aceleración del terreno al modelo matemático de la estructura.

Cuando se utiliza un análisis 3D se utilizan dos registros reales de aceleración, los mismos que deben ser representativos de la zona, tanto en magnitud, distancia y mecanismo del origen. Cuando no existen los registros se pueden utilizar registros simulados del movimiento. (Figura 4-2)

Se establecen algunos requisitos comparativos con el espectro de diseño del sitio, que deben cumplirse.

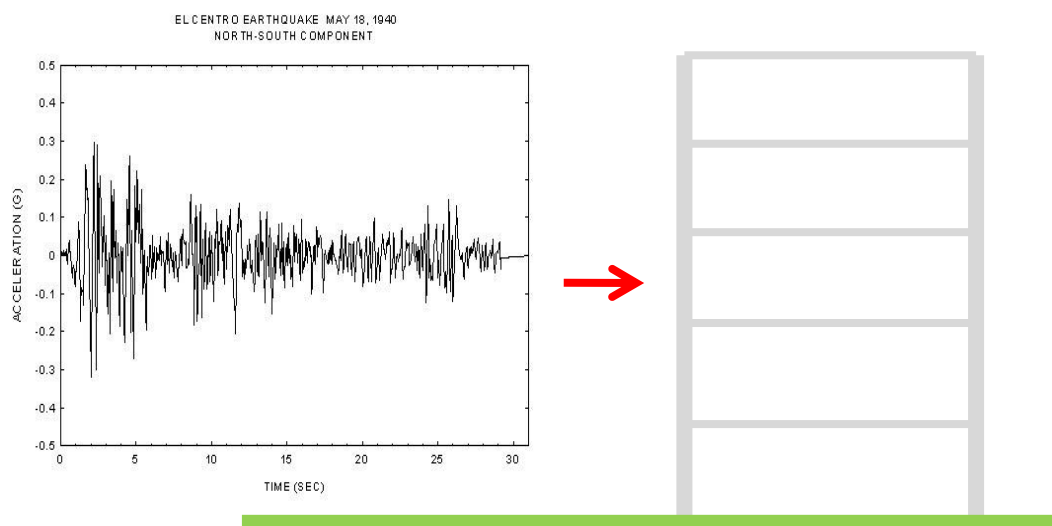


Figura 4.2¹⁷

¹⁷ Ing. Juan Carlos Garcés, *Coeficiente de modificación de respuesta R*. Curso Diseño Sismo Resistente PUCE.

5. NORMATIVA PARA EL DISEÑO SISMORESISTENTE

5.1. La Norma ASCE 7-05

La normativa de diseño debe ser coherente con aquella que se utiliza para el análisis, por lo tanto cuando se diseña estructuras de hormigón armado tomando el reglamento ACI 318 o cuando se diseña estructuras de acero aplicando la especificación AISC 360, lo razonable y lógico es usar las disposiciones de carga establecidas en la norma ASCE 7.

Las dos normas de diseño, en hormigón armado y en acero estructural hacen referencia a la norma ASCE 7 como la preferible en la determinación de cargas mínimas. Si la norma de cargas difiere de lo establecido en ASCE 7, consecuentemente deben hacerse modificaciones en las normas de diseño.

5.2. Definiciones y Sistemas Estructurales para Resistencia Sísmica

A.SISTEMAS DE MUROS PORTANTES

Este sistema se refiere a un soporte estructural donde se omiten columnas para soportar cargas y se usan paredes divisorias o muros para soportar las cargas verticales de una buena parte de la edificación. Estos muros y particiones proveen suficiente rigidez y estabilidad lateral en su propio plano para resistir cargas de viento o sismo.

B.SISTEMAS DE PÓRTICO (BUILDING FRAME)

Es un sistema en el cual las cargas de gravedad son soportadas principalmente por columnas en lugar de muros o paredes. Alguna porción menor de las cargas de gravedad puede ser soportada por los muros, pero siendo un pequeño porcentaje del área en planta de la estructura. La carga lateral ya sea de viento o sismo es tomada por muros de corte o riostras.

C.SISTEMAS DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO

Este sistema consiste en un pórtico espacial esencialmente completo en el cual tanto las cargas de gravedad como las sísmicas son resistidas por columnas y vigas que se unen en nudos capaces de transferir momentos flectores.

D.SISTEMAS DUALES CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO TIPO ESPECIAL

Este sistema consiste en un pórtico espacial en el cual vigas y columnas con nudos capaces de transferir momentos flectores soportan principalmente las cargas verticales, mientras que muros de corte o sistemas de riostras, en conjunto con las vigas y columnas soportan la carga sísmica. En este sistema se establece que al menos el 25% del sismo pueda ser tomado por el pórtico a momento. El diseño y detallamiento del pórtico a momento debe cumplir los requisitos para ser un pórtico “especial”.

E.SISTEMAS DUALES CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO TIPO INTERMEDIO

Igual que el anterior, pero el pórtico a momento debe cumplir únicamente los requisitos para ser un pórtico “intermedio”.

F.SISTEMAS MURO-PÓRTICO DE TIPO ORDINARIO

Pórticos viga columna resistentes a momento, acoplados con muros de corte, en los cuales todo el sistema es diseñado y detallado cumpliendo los requisitos de tipo “ordinario”. Notar que este sistema solo se permite bajo Categoría de Diseño Sísmico tipo “A”.

G.SISTEMAS DE COLUMNAS EN VOLADIZO

Este sistema consiste en columnas que soportan a manera de un péndulo invertido. Son comunes en intercambiadores de tráfico, viseras, galpones industriales y similares.

H.SISTEMAS DE ACERO NO DETALLADOS PARA RESISTENCIA SISMICA, EXCLUYENDO COLUMNAS EN VOLADIZO

Cualquier sistema en estructura de acero que solo cumple diseño y detallamiento de tipo “ordinario”, exceptuando columnas en voladizo.

5.3. Movimiento del Terreno (Sismo Máximo Considerado)

Los requerimientos de diseño utilizan un espectro de respuesta para representar los movimientos del terreno.

El reglamento de diseño tiene como objetivo proveer niveles uniformes de desempeño en las estructuras, dependiendo de su ocupación y el riesgo que implica su falla o colapso en la sociedad.

El Sismo Máximo Considerado (MCE por sus siglas en inglés) corresponde al movimiento del terreno definido para un evento con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, lo que representa un periodo de retorno de aproximadamente 2500 años. Si bien es cierto que se pueden presentar movimientos más fuertes, se considera que diseñar para estos eventos muy poco probables es impráctico.

El Sismo Máximo Considerado (SMC) representa el movimiento del terreno para el cual se deben diseñar las facilidades esenciales (Hospitales, facilidades de emergencia, etc.). La experiencia indica que existe un límite inferior para el cual se pueden diseñar estructuras de tipo normal manteniendo un riesgo controlado, siendo este límite el que corresponde a un factor de seguridad de 1.5 ($1.0/1.5 = 2/3$).

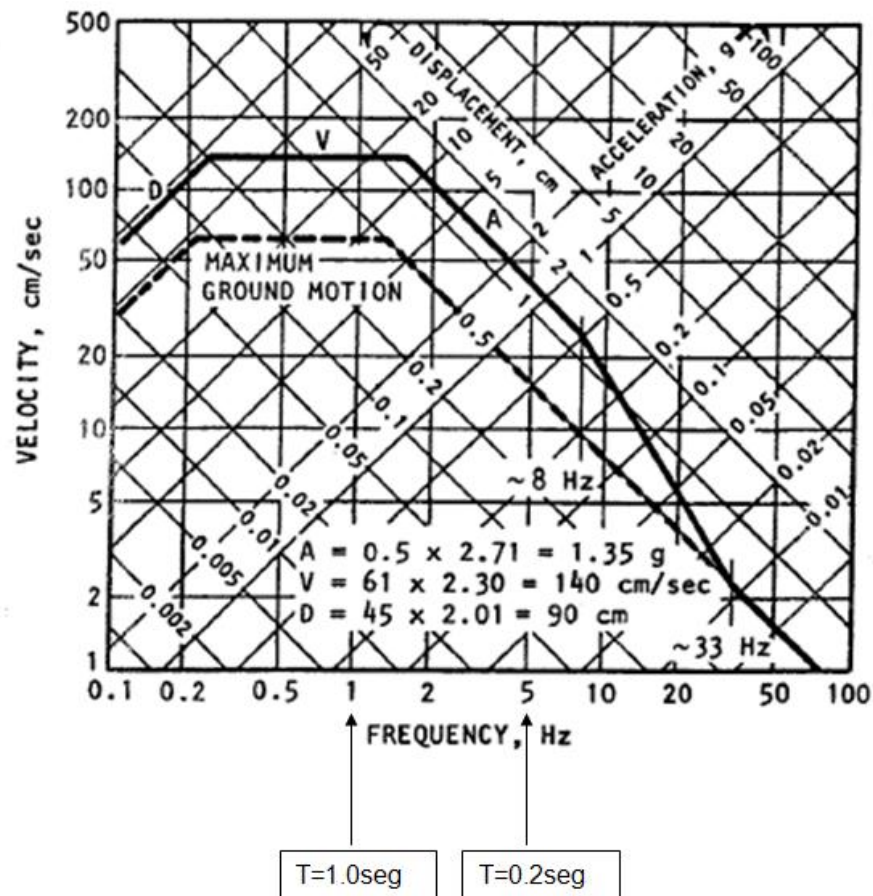
La norma establece la definición del SMC con base en las aceleraciones espectrales de período corto " S_s ", tomada a 0.20seg y la aceleración espectral a período de 1 segundo " S_1 ".

Debido a que en el Ecuador aún no existen mapas que muestren estas aceleraciones, provisionalmente hay que hacer una correlación con los valores presentados en el mapa de peligro sísmico. La correspondencia provisional es la siguiente:

ZONA SISMICA	ACELERACION	S_s	S_1
I	0.15g	0.62	0.28
II	0.25g	1.03	0.47
III	0.30g	1.24	0.56
IV	0.40g	1.65	0.75

Tabla 5-1 Valores de S_s y S_1 para las diferentes zonas sísmicas

Los valores anteriores están correlacionados con la aceleración de 0.40g que presenta la versión anterior de la norma UBC.



Las aceleraciones espectrales controladas en el rango de aceleración ($T=0.2\text{seg}$) y controladas en el rango de velocidad ($T=1.0\text{seg}$) deben ser ajustadas en función del tipo y potencia del suelo que se encuentra sobre la roca basal. Para obtener la clasificación del suelo recurrimos a la tabla 5-2.

Tipo de Suelo	Vs	N o Noh	Su
A. Roca Dura	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Roca	2,500 a 5,000 ft/s	NA	NA
C. Suelo muy denso y roca blanda	1,200 a 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Suelo rígido	600 a 1,200 ft/s	15 a 50	1,000 a 2,000 psf
E. Suelo de arcilla blanda	< 600 ft/s	<15	<1,000 psf
	Algunos perfiles con mas de 10 ft de suelo tienen las siguientes características: -Índice de plasticidad PI > 20 -Contenido de humedad w ≥ 40% -Resistencia al corte sin drenaje Su < 500 psf		
F. El tipo de suelo necesita un análisis de acuerdo con la sección 21.1	Ver Sección 20.3.1		

Para S1: 1 ft/s = 0.3048m/s 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m²

Tabla 5-2 Clasificación del Suelo.

Luego de obtener la clasificación de suelo usamos los parámetros “Fa” y “Fv” para ajustar la aceleración espectral mediante las siguientes tablas 5.2 y 5.3

Clasificación del Sitio	Parámetro espectral de respuesta en aceleración a periodo corto para el máximo sismo considerado				
	Ss ≤ 0.25	Ss = 0.50	Ss = 0.75	Ss = 1.10	Ss ≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver Sección 11.4.7				

NOTA: Use interpolación lineal para valores intermedios de Ss

Tabla 5-3 Coeficiente de Suelo, Fa

Clasificación del Sitio	Parámetro espectral de respuesta en aceleración a periodo 1-s para el máximo sismo considerado				
	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver Sección 11.4.7				

NOTA: Use interpolación lineal para valores intermedios de S_1

Tabla 5-4 Coeficiente de Suelo, F_v

Finalmente se establecen las aceleraciones espectrales de diseño mediante las siguientes expresiones.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

5.3.1. Espectro de Respuesta para Diseño

Donde:

T = período fundamental de la estructura, seg.

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L = período de transición en largo período

Para aplicaciones prácticas en Ecuador no construimos estructuras de más de 40 plantas, por lo que T_L puede ser considerado igual a 4 segundos puesto que no controla el diseño.

Para períodos menores a T_0 la aceleración se determina por la siguiente ecuación:

$$S_a = S_{DS}(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0})$$

5.4. Categoría de Ocupación y Factor de Importancia

Las estructuras son diseñadas para un uso u ocupación durante su vida útil. No es lo mismo diseñar un hospital que una vivienda. Existen cuatro objetivos básicos en el diseño sismo resistente:

- I) Prevención del colapso
- II) Protección de vidas
- III) Ocupación inmediata
- IV) Operación continua

Cada objetivo está relacionado con el límite de daños que se asigna a la estructura que estamos diseñando.

Siendo los objetivos básicos, la prevención del colapso y la protección de vidas (I +II), cuando se diseña para cumplir únicamente estos objetivos se está asumiendo que la estructura sufrirá daños apreciables, pero en ningún momento colapsará. En este caso estamos diseñando para una aceleración correspondiente al 66.67% de la máxima esperada a nivel de superficie.

Cuando se define como objetivo de diseño la ocupación inmediata (III), se presentarán daños moderados, los mismos que podrán ser reparados en un corto plazo y la estructura podrá volver a ocuparse en corto plazo o muchas veces de

manera inmediata. En este caso el diseño corresponde a una aceleración del 80% de la máxima esperada a nivel de superficie.

En el último objetivo que corresponde a la operación continua (IV) los daños que se presenten durante el sismo de diseño van a ser menores y por lo tanto la estructura permanecerá operativa durante y después del evento. En este caso estamos diseñando para el 100% de la aceleración máxima esperada a nivel de superficie.

<i>Categoría de Ocupación</i>	<i>I</i>
I o II	1
III	1.25
IV	1.5

Tabla 5-5 Factores de Importancia.

5.5. Categoría para Diseño Sísmico

No es lo mismo diseñar una estructura en una zona de bajo peligro (0.15g) como en una de alto peligro (0.40g). Tampoco es igual la consideración que debe hacerse en cuanto al uso de la estructura. Por lo tanto, dependiendo de la zona en la que nos encontremos y del tipo de uso que requiere nuestra estructura, habrá que ser más o menos exigente en cuanto a su diseño y detallamiento. Para esto la norma ASCE 7 define Categorías de diseño Sísmico, que están identificadas con literales desde la “A” hasta la “F”, siendo las de tipo “A” las que menor restricción presentan, mientras que las de tipo “F” requieren de consideraciones especiales para su diseño.

Valores de S_{DS}	Categoría de Ocupación		
	I or II	III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	C	C
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	D

Tabla 5-6 Categoría de Diseño Sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración de periodo corto

Valores de S_{D1}	Categoría de Ocupación		
	I or II	III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D	D

Tabla 5-7 Categoría de Diseño Sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración de periodo de 1 segundo.

Para ocupaciones I, II y III, cuando la aceleración espectral S_1 es mayor o igual a 0.75, la estructura debe diseñarse bajo los lineamientos para categoría “E”.

Para ocupaciones tipo IV, cuando la aceleración espectral S_1 es mayor o igual a 0.75, la estructura debe diseñarse bajo los lineamientos para categoría “F”.

Debe aplicarse la categoría más restrictiva que resulte de la evaluación anterior.

5.6. Sistema Estructural y Parámetros para el Análisis

La selección del sistema estructural depende de la categoría que le corresponde a nuestra estructura para diseño sísmico (A a F), también depende de su altura total y por supuesto del planteamiento arquitectónico. Por eso es de suma importancia

que un proyecto sea desarrollado desde su inicio con una participación directa del ingeniero estructural.

Una buena estructuración inicial puede optimizar el rendimiento técnico y económico de un proyecto, mientras que una mala estructuración nos puede causar problemas técnicos muchas veces opuestos a la buena práctica, que pueden resultar en edificaciones muy costosas y siempre de dudosa respuesta ante un evento sísmico.

La tabla 12.2-1 del ASCE 7-05 presenta varias alternativas de estructuración para edificaciones que vayan a estar sujetas a las acciones sísmicas. En esta tabla constan las limitantes de cada estructura, los requisitos de detallamiento que se deben cumplir y los tres parámetros básicos que se utilizan en el análisis:

R = Coeficiente de modificación de respuesta

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia del sistema

C_d = Factor de amplificación para desplazamientos

5.7. Irregularidades y Redundancia

5.7.1. Flexibilidad del Diafragma de Piso (Losa o Tablero)

El análisis estructural debe contemplar la rigidez del diafragma de piso.

Se permite que los diafragmas de madera o que consisten en planchas de acero sin capa de hormigón sean idealizados como flexibles en estructuras que consisten de elementos verticales que son de acero o compuestos (acero - hormigón) formando pórticos arriostrados, o que son de acero, hormigón o mampostería con muros de corte. Este mismo tipo de diafragma en estructuras para casas (residenciales) cuyo

sistema principal consiste en un pórtico liviano de acero (light-frame) también puede idealizarse como flexible.

Los diafragmas constituidos por losas o placas de hormigón, o planchas de acero con capa de hormigón que tengan una relación luz/espesor de 3 o menos en estructuras que no tienen irregularidad en planta pueden ser idealizados como rígidos.

Los diafragmas que no satisfacen las condiciones anteriores pueden ser idealizados como flexibles cuando los desplazamientos máximos en su plano debidos a la fuerza lateral es mayor que dos veces el promedio del desplazamiento de los elementos que forman parte del sistema resistente a carga sísmica en el mismo nivel.

5.7.2. Clasificación de Irregularidades

Las estructuras se clasificarán como regulares o irregulares, tanto en sentido horizontal como en vertical.

Irregularidad Horizontal.- Las estructuras que tengan una o más de las irregularidades indicadas en la tabla 5-7 deberán designarse como estructuras irregulares horizontalmente y deberán cumplir lo dispuesto en dicha tabla.

Tipo de irregularidad y descripción	
1a.	Irregularidad Torsional.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.2 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
1b	Irregularidad Torsional Extrema.- Existe cuando la máxima deriva de piso, calculada incluyendo torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más que 1.4 veces las derivas de piso en los dos extremos de la estructura. Los requerimientos de irregularidad torsional aplican solo a estructuras donde los diafragmas son rígidos o semirrígidos.
2	Esquina Faltante.- Existe cuando ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de la esquina faltante son superiores al 15% de la dimensión en planta de la estructura en dicha dirección.
3	Discontinuidad del Diafragma.- Existe cuando hay diafragmas con discontinuidades o variaciones en la rigidez abruptas, incluyendo aquellos que tienen cortes o áreas abiertas mayores al 50% del área bruta del diafragma cerrado.
4	Desplazamiento Fuera del Plano.- Existe cuando hay discontinuidades en el sistema resistente lateral, como desplazamientos en el plano de elementos verticales.
5	Sistemas no Paralelos.- Existe cuando los elementos verticales del sistema resistente lateral no son paralelos o simétricos en relación a los ejes ortogonales principales de los sistemas laterales resistentes.

Tabla 5-8 Irregularidad Horizontal de Estructuras.

Irregularidad Vertical.- Las estructuras que tengan una o más de las irregularidades indicadas en la tabla 5-8 deberán designarse como estructuras irregulares verticalmente y deberán cumplir con lo dispuesto en dicha tabla.

Tipo de irregularidad y descripción	
1a.	Piso Blando.- Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 70% la rigidez del piso superior o menos del 80% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
1b.	Piso Blando Extremo.- Existe cuando hay un piso en el cual la rigidez lateral es menor al 60% la rigidez del piso superior o menos del 70% el promedio de rigideces de los 3 pisos superiores.
2.	Irregularidad en la Masa.- Existe cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor a 150% a la masa efectiva del piso adyacente. Un techo que sea menor al piso inferior no tiene que ser tomado en cuenta.
3.	Irregularidad Geométrica Vertical.- Existe cuando la dimensión horizontal del sistema resistente en cualquier piso es mayor al 130% la del piso adyacente.
4.	Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente Lateral Vertical.- Existe cuando el desplazamientos en el plano del sistema resistente lateral es mayor a la longitud del elemento o existe una reducción de la rigidez del elemento en un piso inferior.
5a.	Piso Débil.- Existe cuando la resistencia lateral es menor al 80% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.
5b.	Piso Débil Extremo.- Existe cuando la resistencia lateral es menor al 65% la del piso superior. La resistencia lateral es el total de la resistencia lateral de todos los elementos resistentes sísmicos que comparten el cortante de piso para la dirección bajo consideración.

Tabla 5-9 Irregularidad Vertical de Estructuras.

5.7.3. Redundancia

Las estructuras que tienen múltiples líneas de defensa son más adecuadas para soportar cargas sísmicas que aquellas que tienen pocas líneas de defensa. Por esta razón se incorpora el factor de redundancia “p” que aplica un incremento a las fuerzas sísmicas en sistemas estructurales que están constituidos por pocos elementos resistentes.

5.8. Efectos de Carga Sísmica y Combinaciones de Carga

Todos los elementos de la estructura, incluyendo aquellos que no forman parte del sistema resistente a carga sísmica, deben ser diseñados considerando los efectos de carga sísmica a no ser que sea indicado de otra manera por la norma.

El efecto de la carga sísmica “E” debe determinarse de la siguiente forma:

En el estado de carga 5 de la sección 2.3.2 (1.2D + 1.0E + L + 0.2S) se debe calcular “E” mediante:

$$E = E_h + E_v$$

En el estado de carga 7 de la sección 2.3.2 (0.9D + 1.0E + 1.6H) se debe calcular “E” mediante:

$$E = E_h - E_v$$

Donde:

E = efecto de carga sísmica

$E_h = \rho Q_E$ = efecto de la carga sísmica horizontal

$E_v = 0.2 S_{DS} D$ = efecto de la carga sísmica vertical

Siendo Q_E el efecto de la carga sísmica horizontal producida por el corte basal “V” y “ ρ ” el factor de redundancia.

Cuando la norma de diseño (ACI o AISC) lo especifique, el efecto de la carga horizontal “ E_h ” deberá ser remplazado por el efecto que se produce al incluir el factor de sobrerresistencia “ E_{mh} ”.

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E$$

El valor de “ E_{mh} ” no necesita exceder la máxima fuerza que se puede desarrollar en el elemento, determinada mediante un análisis racional, de mecanismo plástico o de respuesta no lineal utilizando valores esperados en la resistencia del material.

5.9. Dirección de la Carga Sísmica

La dirección en la aplicación de la carga sísmica debe ser aquella que produzca los efectos críticos para diseño.

Según la categoría de diseño sísmico se permiten las siguientes simplificaciones:

Categoría B.- se pueden aplicar las fuerzas sísmicas en forma independiente en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura, no siendo necesario aplicar una interacción.

Categoría C.- las cargas aplicadas a la estructura deberán cumplir lo requerido para la categoría B y con uno de los dos procedimientos siguientes:

- a) Procedimiento de combinación ortogonal. Los efectos ortogonales calculados mediante cualquiera de los procedimientos de análisis se combinarán considerando la siguiente combinación: 100% de las fuerzas actuando en una dirección más el 30% de las fuerzas para la dirección perpendicular. Se debe usar siempre la combinación más exigente.
- b) Aplicación simultánea de los movimientos ortogonales del terreno. En este caso se analizará la estructura mediante la respuesta en el tiempo al registro de aceleración aplicando pares ortogonales de acelerogramas en forma simultánea.

Categorías D a F.- las cargas aplicadas a la estructura deberán al menos cumplir con el procedimiento definido para estructuras de categoría C.

5.10. Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente

La fuerza sísmica estática o “Corte Basal” se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = C_S W$$

Donde:

C_S = coeficiente de respuesta sísmica

W = peso efectivo para sismo

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}}$$

C_S no necesita exceder los siguientes valores:

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I}} \text{ cuando } T \leq T_L$$

$$C_S = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \frac{R}{I}} \text{ cuando } T > T_L$$

Hasta no tener una información más precisa, T_L puede tomarse como 4.00seg

C_S no debe ser menor a:

$$C_S \geq 0.01$$

Para estructuras localizadas en sitios donde S_1 es igual o mayor que 0.6g, C_S no debe ser menor que:

$$C_S \geq \frac{0.5S_1}{\frac{R}{I}} \text{ cuando } S_1 \geq 0.6g$$

5.10.1. Determinación del Periodo Fundamental de Vibración

El período fundamental de vibración de la estructura, “T”, en la dirección de análisis deberá establecerse utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos que forman el sistema resistente, mediante un análisis debidamente sustentado.

El período fundamental, “T”, no deberá exceder el producto del coeficiente de límite superior, “C_u”, por el valor del período fundamental aproximado, “T_a”, determinado mediante:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde “h_n” es la altura en metros sobre la base al punto más alto de la estructura.

Los coeficientes “C_t” y “x” se obtendrán de la siguiente tabla:

TIPO DE ESTRUCTURA	C _t	x
Pórticos a Momento de Acero	0.0724	0.8
Pórticos a Momento de Hormigón	0.0466	0.9
Pórticos de Acero arriostrados excéntricamente	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas	0.0488	0.75

Tabla 5-10 Valores del Periodo Aproximado. Parámetros C_t y x

Nota: los pórticos a momento que resisten el 100% de la carga sísmica no deberán estar restringidos por componentes rígidos que afecten su libre deformación.

$$T \leq C_u T_a$$

ACELERACION ESPECTRAL DE DISEÑO A 1seg, S _{D1}	C _u
≥ 0.40	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

Tabla 5-11 Coeficiente para el límite superior del periodo calculado

5.10.2. Distribución de la Fuerza en Sentido Vertical

La fuerza lateral “Fx” inducida en cualquier planta se calculará de la siguiente manera.

$$F_x = C_{vx} V$$

Siendo:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

C_{vx} = factor de distribución vertical

V = corte basal de diseño

w_i y w_x = porción del peso localizado o asignado al nivel “i” o “x”.

h_i y h_x = altura en metros desde la base al nivel “i” o “x”.

k = exponente relacionado al período de la estructura

Para estructuras que tengan un período de 0.5seg o menos, k=1

Para estructuras que tengan un período de 2.5seg o más, k=2

Para períodos intermedios se interpolará o se tomará k=2

5.10.3. Distribución de la Fuerza en Sentido Horizontal

La fuerza en cada piso deberá ser distribuida a los diferentes elementos estructurales en función a sus rigideces.

Para diafragmas rígidos, la distribución en cada nivel deberá considerar el efecto del momento torsional correspondiente, “ M_t ”, resultado de la excentricidad, “ e_r ”,

entre las ubicaciones del centro de masas y el centro de rigideces. En este caso también se deberá considerar una excentricidad accidental, la misma que corresponderá al 5% de la dimensión de la estructura en sentido perpendicular a la dirección de la carga aplicada.

5.11. Derivas de Piso

La deriva de entrepiso a nivel de cargas de diseño (Δ) se determinará mediante la diferencia de deflexiones en el centro de masas, entre el piso superior y el inferior del entrepiso en consideración.

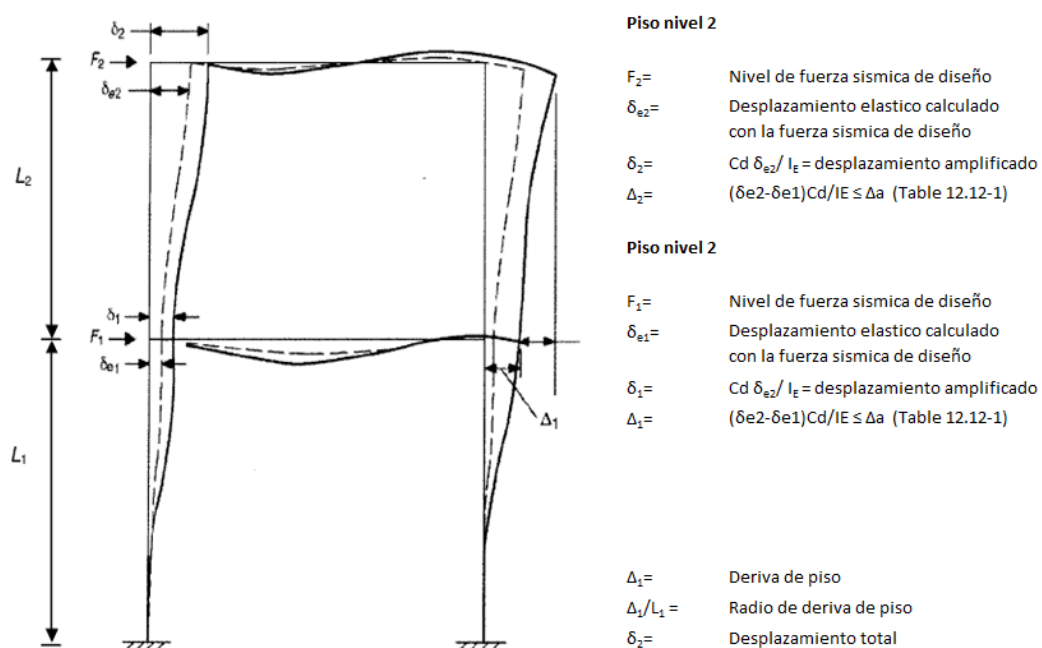


Tabla 5-12 Determinación de la deriva de piso.

Las deflexiones del Nivel “x” en el centro de masas (δ_x) se determinarán mediante la siguiente expresión:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Donde:

C_d = factor de amplificación de deflexiones

δ_{xe} = deflexión determinada mediante el análisis elástico

I = factor de importancia para la estructura

$$\Delta_N = \delta_{x(N)} - \delta_{x(N-1)}$$

Para el cálculo de las deflexiones se debe incluir la excentricidad accidental, pero no hace falta limitar el período al valor $C_u \cdot T_a$ para la determinación del corte Basal, por lo tanto el corte basal para el cálculo de deflexiones puede determinarse aplicando el periodo de un análisis dinámico T_{DIN} .

Para estructuras que estén bajo las categorías de diseño sísmico C, D, E y F, que tengan irregularidad en planta tipo 1a o 1b, el cálculo de las derivas debe determinarse como la diferencia de las deflexiones a lo largo de cualquiera de los extremos de la estructura, entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso en consideración.

La deriva de entrepiso (Δ) no deberá exceder el valor admisible (Δ_a) establecido en la tabla siguiente:

Deriva de Piso Permissible, $\Delta_a^{a,b}$			
Estructura	Categoría de Ocupación		
	I o II	III	IV
Aquellas estructuras que no tengan un muro de corte de mampostería, menor que 4 pisos con paredes interiores, particiones, tumbados que han sido diseñados para acomodar las derivas de piso	$0.025h_{sx}^c$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras con muro de corte de mampostería en cantiléver. ^d	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras con muro de corte de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

^a h_{sx} es la altura de piso por debajo del nivel x.

^b Para sistemas resistentes sísmicos compuestos exclusivamente de pórticos resistentes a momento en las categorías de diseño sísmico D, E y F, la deriva de piso deberá cumplir con los requisitos de la sección 1.8.14.10.1.

^c No hay límite de derivas para estructuras de un solo piso con paredes interiores, particiones, paredes exteriores, etc. que hayan sido diseñados para acomodar las derivas de piso. Se debe cumplir con los requisitos establecidos para la separación de las

^d Estructuras en las cuales el sistema estructural básico consiste en muros de corte de mampostería diseñados como elementos verticales en cantiléver desde la base o cimentación los cuales son construidos de tal manera que el momento transferido entre

Tabla 5-13 Deriva de Piso Permitida, $\Delta_a^{a,b}$

El cálculo de la máxima deriva de entrepiso debe incluir los efectos de torsión.

Para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico C, D, E & F, que tengan irregularidades en torsión tipo 1a o 1b, la deriva de diseño deberá calcularse como la mayor diferencia de las deflexiones a lo largo de cualquiera de los extremos de la estructura, entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso en consideración.

5.12. Efectos P.Δ

Los efectos “P.Δ” no requieren ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad “ θ ” determinado por la siguiente expresión es menor que 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde:

P_x = carga vertical de servicio en y sobre el Nivel “x”

Δ = deriva de diseño (última) en el Entrepiso considerado

V_x = fuerza de corte sísmica actuando entre los Niveles “x” y “x-1”

h_{sx} = altura del entrepiso bajo el nivel “x”.

C_d = factor de amplificación para deflexiones

El coeficiente de estabilidad “ θ ” no debe exceder el valor máximo determinado como sigue:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

Donde “ β ” es la relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte del entrepiso entre los Niveles “x” y “x-1”. Se permite tomar “ $\beta=1$ ” en forma conservadora.

Cuando el coeficiente de estabilidad “ θ ” es mayor que 0.10 pero menor o igual que “ θ_{max} ” se deberá incluir el efecto “ $P\Delta$ ” en el análisis. En forma alternativa se permite multiplicar los desplazamientos y las fuerzas por el valor:

$$\frac{1}{(1 - \theta)}$$

Si $\theta > \theta_{m\acute{a}x}$ la estructura es inestable (no se acepta)

6. MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL.

6.1. Materiales.

Los materiales utilizados en el diseño de las estructuras tienen las siguientes características:

- Hormigón, resistencia a la compresión: $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$, $f'c = 280\text{Kg/cm}^2$, $f'c = 350\text{Kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo en varillas, $f_y = 4200\text{Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo en malla electrosoldada (MES), $f_y = 5000\text{Kg/cm}^2$
- Acero en placas y perfiles estructurales, $F_y = 2530\text{Kg/cm}^2$ (A36)
- Pernos de anclaje, A325
- Tablero metálico para losas, $F_y = 2600\text{Kg/cm}^2$ (37Ksi). Espesor 0.76mm

6.2. Normativa.

La normativa aplicada en el análisis y diseño estructural es la siguiente:

- Determinación de cargas mínimas: ASCE 7-05, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers.
- Determinación de la zona sísmica: CPE INEN 5, Parte 1, 2001
- Diseño en hormigón armado: ACI 318-08, "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural", American Concrete Institute.

- Diseño de tableros tipo “Deck”: SDI-C1.0, “Composite Steel Floor Deck”, Steel Deck Institute.
- Diseño de elementos de acero estructural. En este caso se aplican las siguientes normas:
- AISC 360-05, “Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction. Norma de diseño aplicable a los elementos que no forman parte del sistema sismo resistente.
- AISC 341-05, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction. Norma de diseño aplicable a los elementos que forman parte del sistema sismo resistente.
- AISC 358-05, “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”, American Institute of Steel Construction. Norma de diseño aplicable a las uniones de los elementos que forman parte del sistema sismo resistente.
- SDG 11, “Steel Design Guide, Floor Vibrations”, American Institute of Steel Construction. Guía aplicable a la revisión de vibraciones inducidas por cargas de ocupación.

6.3. Cargas para Diseño.

6.3.1. Cargas permanentes (Muertas)

Las cargas permanentes para el diseño corresponden al peso propio de los elementos y al sistema de tabiquerías (paredes). Se han aplicado los siguientes pesos:

- Hormigón simple: 2200Kg/m^3
- Hormigón armado: 2400Kg/m^3
- Acero: 7850Kg/m^3
- Entrepisos: Tabiquerías y acabados: 250Kg/m^2
- Cubiertas: Tabiquerías y acabados: 250Kg/m^2

6.3.2. Cargas de ocupación (Vivas)

La carga viva de ocupación considerada para el diseño es la siguiente:

- Entrepisos y cubiertas: 200Kg/m^2

La carga viva se la tomo según la Tabla 4-1 del ASCE 7-05 donde se especifica que la carga viva para un área residencial es de 200Kg/m^2 . **(Ver Anexo1).**

6.3.3. Carga Sísmica

Para la determinación de la carga sísmica se aplican las secciones 11 y 12 de la norma ASCE 7-05, considerando los siguientes parámetros locales:

Zona Sísmica IV, correspondiente a una aceleración pico efectiva a nivel de roca igual a $0.40g$, según mapa de peligro incluido en la norma CPE INEN **(Ver tabla 2-2)**

Los parámetros usados para la aplicación de la norma ASCE 7-05 son los siguientes:

- $S_1 = 0.75g$, que corresponde a la aceleración espectral a período de un segundo.

- $S_s = 1.65g$, que corresponde a la aceleración espectral a período corto (0.20seg)

Los valores anteriores están correlacionados con la aceleración de 0.40g que presenta la versión anterior de la norma UBC (Uniform Building Code) sobre la que se basó el CPE INEN.

Para el diseño de todas las estructuras se asumió el suelo tipo C, que corresponde a un suelo muy denso y roca blanda, con un registro de más de 50 golpes de promedio en la prueba SPT para el manto superficial de 30m de profundidad. **(Ver tabla 5-2)**

A continuación se presenta el cálculo de las aceleraciones de diseño para los edificios de acero estructural y de hormigón armado, cabe aclarar que estos factores son los mismos para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos.

EVALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS

DE CONFORMIDAD CON LA NORMA ASCE 7 -05

ZONA	S_s	S_1
IV	1.65	0.75
III	1.24	0.56
II	1.03	0.47
I	0.62	0.28

S_s	S_1
1.65	0.75

Valores de Sitio

$$V = C_s \cdot W$$

$$C_s = S_{DS} / (R / I_E)$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1$$

Tipo de Suelo	DEFINICION	Zonas III y IV		Zona II		Zona I	
		F_a	F_v	F_a	F_v	F_a	F_v
A	Roca Dura	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	Roca	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	Suelo muy denso y Roca blanda	1.00	1.30	1.00	1.33	1.15	1.52
D	Suelo firme	1.00	1.50	1.09	1.53	1.30	1.84
E	Suelo blando	0.90	2.40	0.90	2.40	1.46	2.88
F	Suelos muy pobres	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota	Nota

Nota: Requiere investigación geotécnica especial

F_a 1.00

F_v 1.30

S_{MS} 1.65

S_{M1} 0.98

Valores Máximos

S_{DS} 1.10

S_{D1} 0.65

Valores de Diseño

El Grupo de Ocupación que corresponde a nuestras estructuras es el Tipo II (**Ver Anexo 2**). Por lo tanto el factor de importancia "I" es igual a 1. (**Ver tabla 5-5**)

Según el ASCE 7-05 capítulo 11.6 las estructuras bajo categoría de ocupación tipo II, implantadas en una zona cuya aceleración espectral $S_1 \geq 0.75$, deben diseñarse bajo Categoría para Diseño Sísmico Tipo E.

6.4. Sistema Estructural.

6.4.1. Pórtico a Momento tipo “Especial” de Hormigón Armado.

Este Sistema Estructural tiene la clasificación C5 en la tabla 12.2-1 del ASCE 7-05 **(Ver Anexo 3)**, y será utilizado para la modelación del edificio de 5, 10 y 15 pisos.

Por lo tanto los parámetros aplicables son:

- Coeficiente de modificación de respuesta, $R = 8$
- Factor de sobrerresistencia del sistema, $\Omega_0 = 3$
- Factor de amplificación de desplazamientos, $C_d = 5.5$
- Limitaciones de altura = NL. (Sin límite)

6.4.2. Pórtico a Momento tipo “Especial” en Acero.

Este Sistema Estructural tiene la clasificación C1 en la tabla 12.2-1 del ASCE 7-05 **(Ver Anexo 3)**, y será utilizado para la modelación del edificio de 5 y 10.

Por lo tanto los parámetros aplicables son:

- Coeficiente de modificación de respuesta, $R = 8$
- Factor de sobrerresistencia del sistema, $\Omega_0 = 3$
- Factor de amplificación de desplazamientos, $C_d = 5.5$
- Limitaciones de altura = NL. (Sin límite)

6.4.3. Sistema dual con pórtico especial resistente a momento de acero arriostrado concéntricamente.

Este Sistema Estructural tiene la clasificación D2 en la tabla 12.2-1 del ASCE 7-05 (**Ver Anexo 3**), y será utilizado para la modelación del edificio de 15 pisos

Por lo tanto los parámetros aplicables son:

- Coeficiente de modificación de respuesta, $R = 7$
- Factor de sobrerresistencia del sistema, $\Omega_0 = 2.5$
- Factor de amplificación de desplazamientos, $C_d = 5.5$
- Limitaciones de altura = NL. (Sin límite)

6.5. Modelación Matemática

Las estructuras han sido modeladas espacialmente (3D) usando la codificación del programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2011. El análisis aplicado corresponde a uno de tipo elástico de primer orden con evaluación dinámica espectral para el caso de sismo.

Se han verificado los límites para la aplicación de efectos $P-\Delta$ y se concluye que no son relevantes.

6.5.1. Estructura de Hormigón Armado.

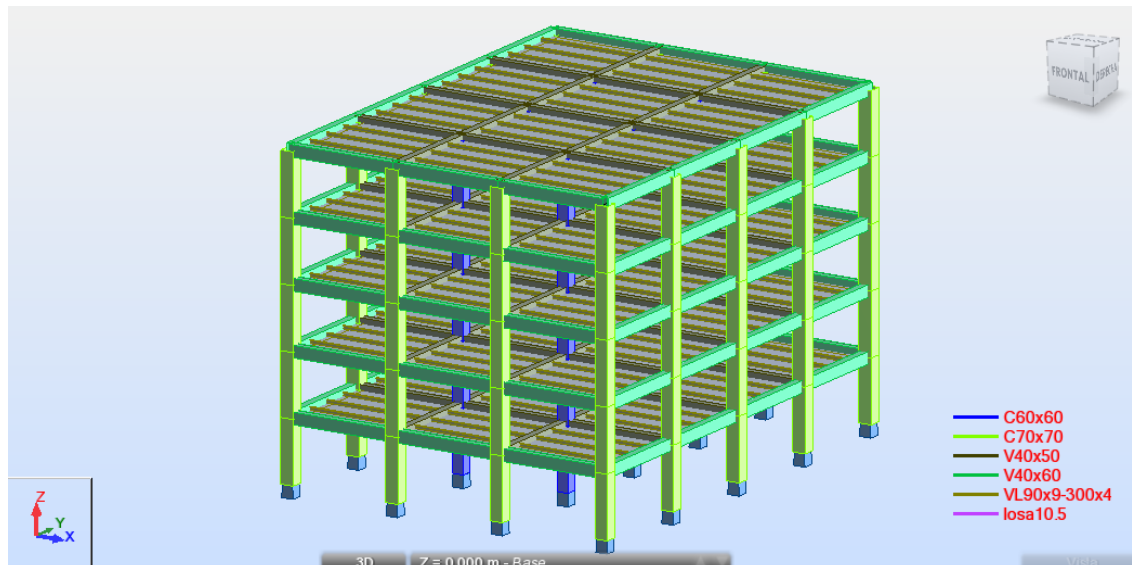
Para calcular el cortante basal (la fuerza sísmica), en todas las estructuras de hormigón armado que se presentan en esta tesis se debe hacer el siguiente procedimiento:

1. Se modela la edificación con los agrietamientos de servicio ($0.5 I_g$ para las vigas, siendo I_g = inercia de la sección bruta), y se obtiene el periodo dinámico que proporciona el programa y se calcula el corte dinámico de la estructura.
2. Se calcula el periodo fundamental y el corte fundamental de la estructura (ver la sección 5.10.1. de esta Tesis).
3. Para el cálculo de las derivas no hay necesidad de ajustar el cortante basal ya que no son función de las fuerzas sino de los modos de vibración.
4. Para el cálculo de las fuerzas se compara el corte fundamental (V) con el periodo dinámico (V_{DIN}).
5. Si $V_{DIN} < 0.85V$, el cortante dinámico (V_{DIN}) deberá ser igual a 0.85 del cortante fundamental (V) **(Ver Sección 4.2.1 de esta tesis)**.
6. Si $V_{DIN} > 0.85V$, el cortante que estará actuando sobre la estructura será el cortante dinámico.

7. Una vez obtenido el cortante basal que se aplicará a la estructura, se modifica en el modelo estructural los agrietamientos de los elementos estructurales a nivel de diseño esto es: $0.35 I_g$ para las vigas y $0.7 I_g$ para las columnas.

Nota: Este procedimiento se lo debe realizar en las direcciones ortogonales (x, y) ya que el periodo varía en cada dirección.

6.5.1.1. Coeficiente de respuesta Sísmica C_s para la estructura de hormigón armado de 5 pisos



El Periodo Fundamental resulto mayor que el Periodo dinámico ($0.79 > 0.77$) por lo que se calcula el cortante basal usando el T_{DIN} , este será utilizado para el diseño de los elementos estructurales de la misma, cabe aclarar que en esta estructura el periodo dinámico en la dirección “x” fue 0.78 segundos y en la dirección “y” fue 0.77 segundos, es decir valores muy similares por lo que se optó por realizar un solo análisis con el menor periodo es decir el más crítico.

Grupo	Descripción	I_E
I y II	Edificios de ocupación Normal (Vivienda, Oficinas)	1.00
III	Edificios de ocupación Especial (Escuelas)	1.25
IV	Edificios de ocupación Esencial (Hospitales)	1.50

I_E 1.00

Sistema Estructural	R	Ω_0	Cd	hn (m)
C.1	8.00	3.50	5.50	16.00

Período Fundamental	C_t	x	Ta
$T_a = C_t \cdot h_n^x$	0.0466	0.90	0.57

Período Máximo Permitido 0.79

Período T para Diseño 0.79

	C_t	x
MF (Acero)	0.0724	0.80
MF (Hormigón)	0.0466	0.90
EBF (Acero)	0.0731	0.75
Todos los Demás	0.0488	0.75

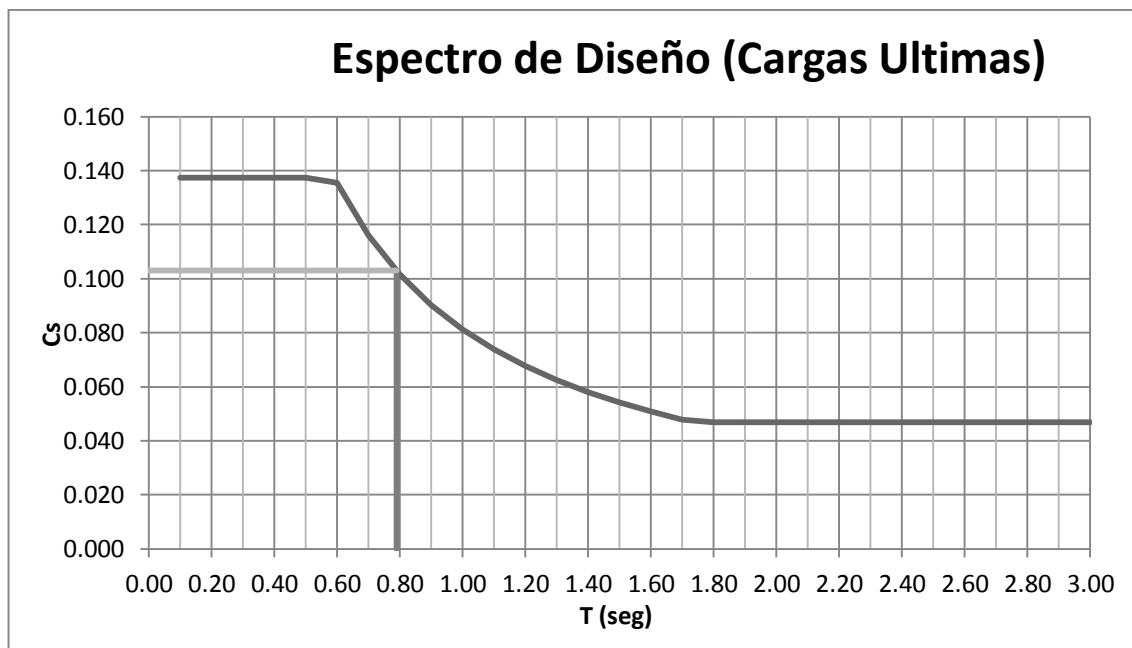
COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA, C_s

Ecuación 12.8-2	0.138	Valor Calculado
Ecuaciones 12.8-3 / 4	0.103	Máximo
Ecuación 12.8-5	0.010	Mínimo
Ecuación 12.8-6	0.047	Mínimo cuando $S_1 \geq 0.60g$

T_0	0.12
T_S	0.59

T_L 4.00 (4 a 12)

No influye para periodos menores a 4seg
0.103 0.521



Se aclara que el espectro para carga sísmica definido en el ASCE 7-05 corresponde al nivel de diseño, es decir cargas últimas o mayoradas.

$$V = C_s * W$$

$$W = (\text{Peso Propio} + \text{Carga Muerta}) = 1244.15 + 475.2 = 1719.35(T)$$

$$V = 0.103 * 1719.35 = 177.09(T)$$

$$V = 0.85 * 177.09 = 150.53(T)$$

El cortante basal dinámico calculado por el programa Robot con un R=8 resulto ser de 177.10 (T), que comparado con el 85% del cortante calculado por medio de la fuerza lateral equivalente $V=150.53$ (T) resulto ser mayor por lo tanto el cortante que debe estar actuando en la estructura debe ser 177.10 (T). **(Ver Sección 4.2.1 de esta tesis).**

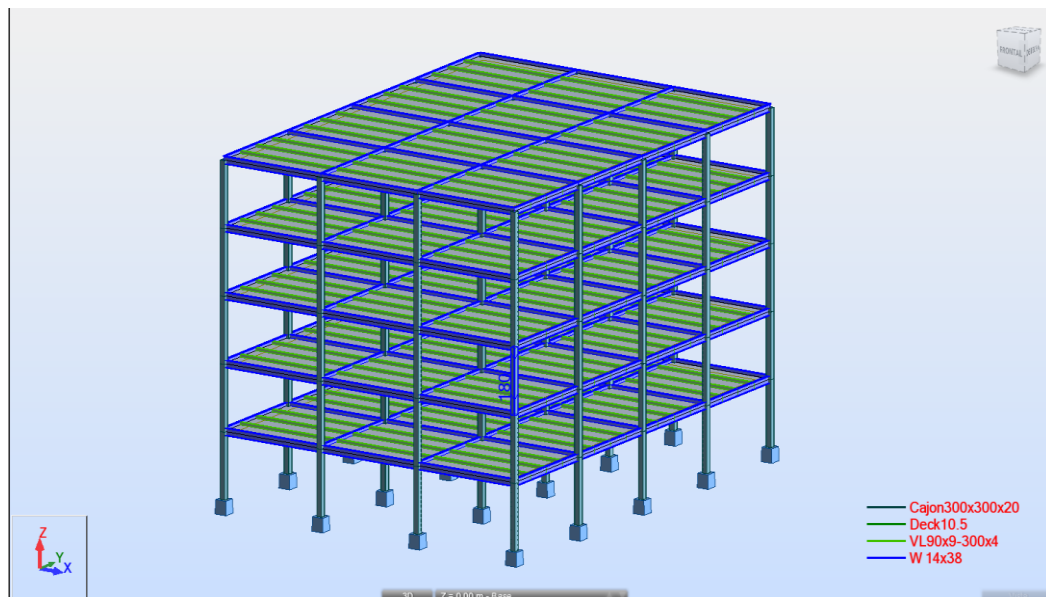
6.5.2. Estructura de Acero Estructural.

Para calcular el cortante basal en todas las estructuras de acero estructural que se presentan en esta tesis se debe hacer el siguiente procedimiento:

1. Se modela la edificación y se obtiene el periodo dinámico de la estructura que nos proporciona el programa.
2. Se calcula el periodo fundamental de la estructura (ver la sección 5.10.1. de esta Tesis)
3. Para el cálculo de las derivas no hay necesidad de ajustar el cortante basal ya que no son función de las fuerzas sino de los modos de vibración.
4. Para el cálculo de las fuerzas se compara el corte fundamental (V) con el periodo dinámico (V_{DIN}).
5. Si $V_{DIN} < 0.85V$, el cortante dinámico (V_{DIN}) deberá ser igual a 0.85 del cortante fundamental (V) **(Ver Sección 4.2.1 de esta tesis).**
6. Si $V_{DIN} > 0.85V$, el cortante que estará actuando sobre la estructura será el cortante dinámico.

Nota: Este procedimiento se lo debe realizar en las direcciones ortogonales (x, y) ya que el periodo varía en cada dirección.

6.5.2.1. Coeficiente de respuesta Sísmica C_s para la estructura de acero estructural de 5 pisos



El Periodo Fundamental resulto mayor que el Periodo dinámico ($0.93 > 0.92$) por lo cual se calcula el cortante basal usando el T_{DIN} , este será utilizado para el diseño de los elementos estructurales de la misma, cabe aclarar que en esta estructura el periodo dinámico en la dirección “x” fue 0.93 segundos y en la dirección “y” fue 0.92 segundos, es decir valores muy similares por lo que se optó por realizar un solo análisis con el menor periodo es decir el más crítico.

Grupo	Descripción	I_E
I y II	Edificios de ocupación Normal (Vivienda, Oficinas)	1.00
III	Edificios de ocupación Especial (Escuelas)	1.25
IV	Edificios de ocupación Esencial (Hospitales)	1.50

I_E 1.00

Sistema Estructural	R	Ω_0	Cd	hn (m)
C.1	8.00	3.50	5.50	16.00

Período Fundamental	C_t	x	T_a
$T_a = C_t \cdot h_n^x$	0.0724	0.80	0.67

Período Máximo Permitido 0.93

Período T para Diseño 0.93

	C_t	x
MF (Acero)	0.0724	0.80
MF (Hormigón)	0.0466	0.90
EBF (Acero)	0.0731	0.75
Todos los Demás	0.0488	0.75

T_0	0.12
T_s	0.59

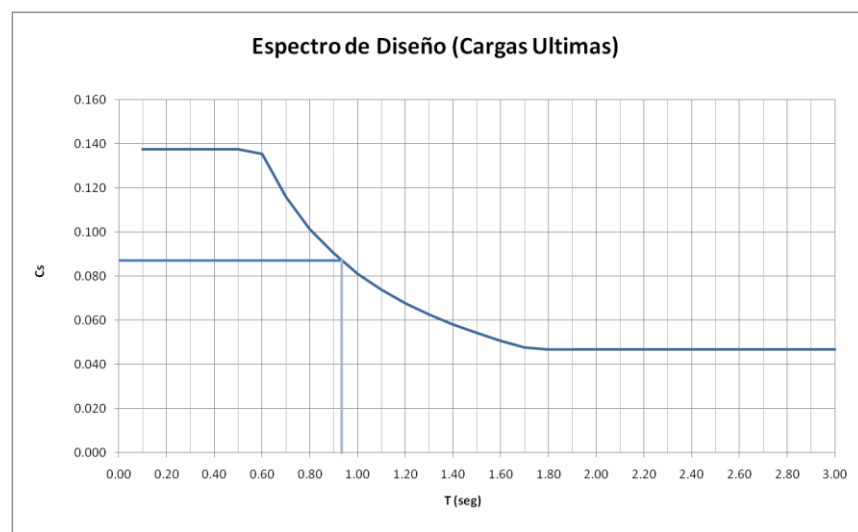
COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA, C_s

Ecuación 12.8-2	0.138	Valor Calculado
Ecuaciones 12.8-3 / 4	0.087	Máximo
Ecuación 12.8-5	0.010	Mínimo
Ecuación 12.8-6	0.047	Mínimo cuando $S_1 \geq 0.60g$

T_L 4.00 (4 a 12)

No influye para periodos menores a 4seg

0.087 0.376



Se aclara que el espectro para carga sísmica definido en el ASCE 7-05 corresponde al nivel de diseño, es decir cargas últimas o mayoradas.

$$V = C_s * W$$

$$W = (\text{Peso Propio} + \text{Carga Muerta}) = 516.51 + 475.2 = 991.71(T)$$

$$V = 0.087 * 991.71 = 86.28(T)$$

$$V = 0.85 * 86.28 = 73.33(T)$$

El cortante basal calculado por el programa Robot con un R=8 resulto ser de 86.64 (T), que comparado con el 85% del cortante calculado por medio de la fuerza lateral equivalente $V=73.33$ (T) resulto ser mayor por lo tanto el cortante que debe estar actuando en la estructura debe ser 86.64 (T). **(Ver Sección 4.2.1 de esta tesis).**

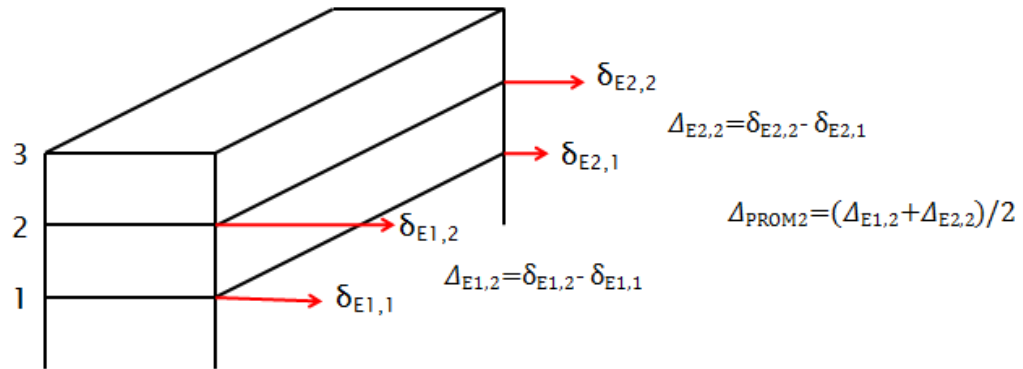
6.6. Derivas de Pisos y Control de Torsión.

6.6.1. Estructura Hormigón Armado.

Para el cálculo de la deriva admisible se utilizó la **Tabla 5-13** por lo que la deriva admisible es $0.020h_{xx}$ correspondiente a categoría de Ocupación II, donde h_{xx} corresponde a la altura de entrepiso.

En cuanto a irregularidades horizontales, las estructuras de hormigón armado podrían presentar únicamente estos dos tipos de irregularidades.

- 1a. Si $\Delta_{E1,2} > 1.2 \Delta_{PROM2}$ entonces hay Irregularidad Torsional
 1b. Si $\Delta_{E1,2} > 1.4 \Delta_{PROM2}$ entonces hay Irregularidad Torsional Extrema



EN CATEGORIAS DE DISEÑO "E" Y "F" NO SE PERMITE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Las estructuras no presentan irregularidades verticales.

6.6.1.1. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 5 pisos

Para el cálculo de las siguientes tablas se usó los criterios de la **sección 5.7 y 5.11** de la presente tesis.

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50

I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

SISMO EN SENTIDO X															
Sin Excentricidad Accidental															
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	CONTROL DERIVAS
5		52.78	293.62	86.40	2.50	2.50	2.50	13.75	13.75	13.75					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
4		50.57	358.42	86.40	2.10	2.10	2.10	11.55	11.55	11.55					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
3		35.38	358.42	86.40	1.60	1.60	1.60	8.80	8.80	8.80					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
2		26.16	358.42	86.40	1.00	1.00	1.00	5.50	5.50	5.50					
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok
1		11.31	358.42	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
CIM		176.20	1,727.30	432.00											

					CONTROL									CONTROL P-DELTA	
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	TORSION	1.4Δu MED (cm)	TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA	
5								5							
	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok		52.78	380.02	0.009	0.091	SI	NO	
4								4							
	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		103.35	824.84	0.012	0.091	SI	NO	
3								3							
	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		138.73	1,269.66	0.017	0.091	SI	NO	
2								2							
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		164.89	1,714.48	0.023	0.091	SI	NO	
1								1							
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		176.20	2,159.30	0.011	0.091	SI	NO	
CIM								CIM							

					SISMO EN SENTIDO Y											CONTROL DERIVAS
					Sin Excentricidad Accidental											
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
5		53.40	293.62	86.40	2.60	2.60	2.60	14.30	14.30	14.30						
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok	
4		50.28	358.42	86.40	2.20	2.20	2.20	12.10	12.10	12.10						
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok	
3		34.98	358.42	86.40	1.70	1.70	1.70	9.35	9.35	9.35						
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok	
2		26.17	358.42	86.40	1.00	1.00	1.00	5.50	5.50	5.50						
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok	
1		11.37	358.42	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65						
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok	
CIM		176.20	1,727.30	432.00												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2 Δu MED (cm)	CONTROL TORSION	1.4 Δu MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA ESTABLE	AFECTA
5								5						
	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok		53.40	380.02	0.009	0.091	SI	NO
4								4						
	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		103.68	824.84	0.012	0.091	SI	NO
3								3						
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		138.66	1,269.66	0.020	0.091	SI	NO
2								2						
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		164.83	1,714.48	0.023	0.091	SI	NO
1								1						
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		176.20	2,159.30	0.011	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

					SISMO EN SENTIDO Y.ex										CONTROL	
					Con Excentricidad Accidental										DERIVAS	
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
5		53.40	293.62	86.40	2.50	2.20	2.80	13.75	12.10	15.40						
	3.20										2.20	1.65	2.20	6.40	Ok	
4		50.28	358.42	86.40	2.10	1.90	2.40	11.55	10.45	13.20						
	3.20										2.75	2.75	3.30	6.40	Ok	
3		34.98	358.42	86.40	1.60	1.40	1.80	8.80	7.70	9.90						
	3.20										3.30	3.30	3.85	6.40	Ok	
2		26.17	358.42	86.40	1.00	0.80	1.10	5.50	4.40	6.05						
	3.20										3.85	2.75	3.85	6.40	Ok	
1		11.37	358.42	86.40	0.30	0.30	0.40	1.65	1.65	2.20						
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok	
CIM		176.20	1,727.30	432.00												

					CONTROL			CONTROL					CONTROL P-DELTA	
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	TORSION	1.4Δu MED (cm)	TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA
5								5						
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		53.40	380.02	0.009	0.091	SI	NO
4								4						
	2.75	3.30	3.03	3.63	Ok	4.24	Ok		103.68	824.84	0.012	0.091	SI	NO
3								3						
	3.30	3.85	3.58	4.29	Ok	5.01	Ok		138.66	1,269.66	0.017	0.091	SI	NO
2								2						
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		164.83	1,714.48	0.023	0.091	SI	NO
1								1						
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		176.20	2,159.30	0.011	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

					SISMO EN SENTIDO X.ey										CONTROL	
					Con Excentricidad Accidental										DERIVAS	
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
5		52.78	293.62	86.40	2.40	1.90	2.90	13.20	10.45	15.95						
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok	
4		50.57	358.42	86.40	2.10	1.60	2.50	11.55	8.80	13.75						
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok	
3		35.38	358.42	86.40	1.60	1.20	1.90	8.80	6.60	10.45						
	3.20										3.85	2.75	3.85	6.40	Ok	
2		26.16	358.42	86.40	0.90	0.70	1.20	4.95	3.85	6.60						
	3.20										3.30	2.75	4.40	6.40	Ok	
1		11.31	358.42	86.40	0.30	0.20	0.40	1.65	1.10	2.20						
	3.20										1.65	1.10	2.20	6.40	Ok	
CIM		176.20	1,727.30	432.00												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA ESTABLE	AFECTA
5								5						
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		52.78	380.02	0.007	0.091	SI	NO
4								4						
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		103.35	824.84	0.012	0.091	SI	NO
3								3						
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		138.73	1,269.66	0.020	0.091	SI	NO
2								2						
	2.75	4.40	3.58	4.29	X	5.01	Ok		164.89	1,714.48	0.019	0.091	SI	NO
1								1						
	1.10	2.20	1.65	1.98	X	2.31	Ok		176.20	2,159.30	0.011	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

6.6.1.1.1. Resultados de derivas de pisos.

De los cálculos presentados anteriormente se puede concluir que las derivas de piso con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental son menores que la deriva admisible.

En el caso de sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% las derivas de piso también cumplen con la deriva admisible.

6.6.1.1.2. Resultados de control de torsión.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1b.

Con sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% en “x” la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1 b.

Con sismo en la dirección “x” con excentricidad accidental del 5% en “y” la estructura presenta irregularidad horizontal tipo 1a, sin embargo la diferencia entre la torsión máxima (Δu_{MAX}) y la torsión admisible ($1.2\Delta u_{MED}$) es despreciable por lo que la estructura cumple con el control de torsión.

6.6.1.2. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 10 pisos

Para el cálculo de las siguientes tablas se usó los criterios de la **sección 5.7 y 5.11** de la presente tesis.

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50

I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

SISMO EN SENTIDO X															
Sin Excentricidad Accidental															
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	CONTROL DERIVAS
8		43.87	293.36	86.40	4.30	4.30	4.30	23.65	23.65	23.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
7		40.67	358.43	86.40	4.00	4.00	4.00	22.00	22.00	22.00					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
6		26.92	358.43	86.40	3.60	3.60	3.60	19.80	19.80	19.80					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
5		19.03	358.43	86.40	3.10	3.10	3.10	17.05	17.05	17.05					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
4		17.46	358.43	86.40	2.50	2.50	2.50	13.75	13.75	13.75					
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok
3		17.01	358.43	86.40	1.80	1.80	1.80	9.90	9.90	9.90					
	3.20										4.40	4.40	4.40	6.40	Ok
2		15.82	358.43	86.40	1.00	1.00	1.00	5.50	5.50	5.50					
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok
1		7.41	358.43	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
CIM		188.19	2,802.37	691.20											

					CONTROL									CONTROL P-DELTA	
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	TORSION	1.4Δu MED (cm)	TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA	
8								8							
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		43.87	379.76	0.008	0.091	SI	NO	
7								7							
	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok		84.54	824.59	0.012	0.091	SI	NO	
6								6							
	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		111.46	1,269.42	0.018	0.091	SI	NO	
5								5							
	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		130.49	1,714.25	0.025	0.091	SI	NO	
4								4							
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		147.95	2,159.08	0.032	0.091	SI	NO	
3								3							
	4.40	4.40	4.40	5.28	Ok	6.16	Ok		164.96	2,603.91	0.039	0.091	SI	NO	
2								2							
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		180.78	3,048.74	0.037	0.091	SI	NO	
1								1							
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		188.19	3,493.57	0.017	0.091	SI	NO	
CIM								CIM							

					SISMO EN SENTIDO Y										CONTROL DERIVAS
					Sin Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
8		46.05	293.36	86.40	4.40	4.40	4.40	24.20	24.20	24.20					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
7		39.03	358.43	86.40	4.10	4.10	4.10	22.55	22.55	22.55					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
6		25.95	358.43	86.40	3.70	3.70	3.70	20.35	20.35	20.35					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
5		18.93	358.43	86.40	3.20	3.20	3.20	17.60	17.60	17.60					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
4		17.09	358.43	86.40	2.60	2.60	2.60	14.30	14.30	14.30					
	3.20										4.40	4.40	4.40	6.40	Ok
3		17.13	358.43	86.40	1.80	1.80	1.80	9.90	9.90	9.90					
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok
2		15.66	358.43	86.40	1.10	1.10	1.10	6.05	6.05	6.05					
	3.20										4.40	4.40	4.40	6.40	Ok
1		8.35	358.43	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
CIM		188.19	2,802.37	691.20											

					CONTROL TORSION			CONTROL TORS EXTREMA					CONTROL P-DELTA		
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)		1.4Δu MED (cm)			PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA
8									8						
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok			46.05	379.76	0.008	0.091	SI	NO
7									7						
	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok			85.08	824.59	0.012	0.091	SI	NO
6									6						
	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok			111.03	1,269.42	0.018	0.091	SI	NO
5									5						
	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok			129.96	1,714.25	0.025	0.091	SI	NO
4									4						
	4.40	4.40	4.40	5.28	Ok	6.16	Ok			147.05	2,159.08	0.037	0.091	SI	NO
3									3						
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok			164.18	2,603.91	0.035	0.091	SI	NO
2									2						
	4.40	4.40	4.40	5.28	Ok	6.16	Ok			179.84	3,048.74	0.042	0.091	SI	NO
1									1						
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok			188.19	3,493.57	0.017	0.091	SI	NO
CIM									CIM						

					SISMO EN SENTIDO Y.ex										CONTROL
					Con Excentricidad Accidental										DERIVAS
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
8		46.05	293.36	86.40	4.30	3.80	4.80	23.65	20.90	26.40					
	3.20										1.65	1.10	1.10	6.40	Ok
7		39.03	358.43	86.40	4.00	3.60	4.60	22.00	19.80	25.30					
	3.20										1.65	2.20	2.75	6.40	Ok
6		25.95	358.43	86.40	3.70	3.20	4.10	20.35	17.60	22.55					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
5		18.93	358.43	86.40	3.20	2.80	3.50	17.60	15.40	19.25					
	3.20										3.85	3.30	3.85	6.40	Ok
4		17.09	358.43	86.40	2.50	2.20	2.80	13.75	12.10	15.40					
	3.20										3.85	3.30	4.40	6.40	Ok
3		17.13	358.43	86.40	1.80	1.60	2.00	9.90	8.80	11.00					
	3.20										4.40	3.85	4.40	6.40	Ok
2		15.66	358.43	86.40	1.00	0.90	1.20	5.50	4.95	6.60					
	3.20										3.85	3.30	4.40	6.40	Ok
1		8.35	358.43	86.40	0.30	0.30	0.40	1.65	1.65	2.20					
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok
CIM		188.19	2,802.37	691.20											

					CONTROL								CONTROL P-DELTA		
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	TORSION	1.4Δu MED (cm)	TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA	
8								8							
	1.10	1.10	1.10	1.32	Ok	1.54	Ok		46.05	379.76	0.008	0.091	SI	NO	
7								7							
	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok		85.08	824.59	0.009	0.091	SI	NO	
6								6							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		111.03	1,269.42	0.018	0.091	SI	NO	
5								5							
	3.30	3.85	3.58	4.29	Ok	5.01	Ok		129.96	1,714.25	0.029	0.091	SI	NO	
4								4							
	3.30	4.40	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		147.05	2,159.08	0.032	0.091	SI	NO	
3								3							
	3.85	4.40	4.13	4.95	Ok	5.78	Ok		164.18	2,603.91	0.040	0.091	SI	NO	
2								2							
	3.30	4.40	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		179.84	3,048.74	0.037	0.091	SI	NO	
1								1							
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		188.19	3,493.57	0.017	0.091	SI	NO	
CIM								CIM							

					SISMO EN SENTIDO X.ey										CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
8		43.87	293.36	86.40	4.10	3.30	5.10	22.55	18.15	28.05					
	3.20										1.10	1.10	1.65	6.40	Ok
7		40.67	358.43	86.40	3.90	3.10	4.80	21.45	17.05	26.40					
	3.20										2.20	1.65	2.75	6.40	Ok
6		26.92	358.43	86.40	3.50	2.80	4.30	19.25	15.40	23.65					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
5		19.03	358.43	86.40	3.00	2.40	3.70	16.50	13.20	20.35					
	3.20										3.30	2.75	3.85	6.40	Ok
4		17.46	358.43	86.40	2.40	1.90	3.00	13.20	10.45	16.50					
	3.20										3.85	3.30	4.95	6.40	Ok
3		17.01	358.43	86.40	1.70	1.30	2.10	9.35	7.15	11.55					
	3.20										3.85	3.30	4.95	6.40	Ok
2		15.82	358.43	86.40	1.00	0.70	1.20	5.50	3.85	6.60					
	3.20										3.85	2.20	4.40	6.40	Ok
1		7.41	358.43	86.40	0.30	0.30	0.40	1.65	1.65	2.20					
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok
CIM		188.19	2,802.37	691.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	CONTROL TORSION	1.4Δu MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA	
													ESTABLE	AFECTA
8								8						
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok		43.87	379.76	0.005	0.091	SI	NO
7								7						
	1.65	2.75	2.20	2.64	X	3.08	Ok		84.54	824.59	0.012	0.091	SI	NO
6								6						
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		111.46	1,269.42	0.018	0.091	SI	NO
5								5						
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		130.49	1,714.25	0.025	0.091	SI	NO
4								4						
	3.30	4.95	4.13	4.95	Ok	5.78	Ok		147.95	2,159.08	0.032	0.091	SI	NO
3								3						
	3.30	4.95	4.13	4.95	Ok	5.78	Ok		164.96	2,603.91	0.035	0.091	SI	NO
2								2						
	2.20	4.40	3.30	3.96	X	4.62	Ok		180.78	3,048.74	0.037	0.091	SI	NO
1								1						
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		188.19	3,493.57	0.017	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

6.6.1.2.1. Resultados de derivas de pisos.

De los cálculos presentados anteriormente se puede concluir que las derivas de piso con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental son menores que la deriva admisible.

En el caso de sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% las derivas de piso también cumplen con la deriva admisible.

6.6.1.2.2. Resultados de control de torsión.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1b.

Con sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% en “x” la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1 b.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5%, la estructura presenta irregularidad horizontal tipo 1a, sin embargo la diferencia entre la torsión máxima (Δu_{MAX}) y la torsión admisible ($1.2\Delta u_{MED}$) es despreciable por lo que la estructura cumple con el control de torsión.

6.6.1.3. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 15 pisos

Para el cálculo de las siguientes tablas se usó los criterios de la **sección 5.7 y 5.11** de la presente tesis.

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50

I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO X										CONTROL	
					Sin Excentricidad Accidental										DERIVAS	
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
13		41.78	293.62	86.40	5.30	5.30	5.30	29.15	29.15	29.15						
	3.20										0.55	0.55	0.55	6.40	Ok	
12		44.32	358.43	86.40	5.20	5.20	5.20	28.60	28.60	28.60						
	3.20										1.10	1.10	1.10	6.40	Ok	
11		28.46	358.43	86.40	5.00	5.00	5.00	27.50	27.50	27.50						
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok	
10		15.31	358.43	86.40	4.70	4.70	4.70	25.85	25.85	25.85						
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok	
9		9.36	358.43	86.40	4.40	4.40	4.40	24.20	24.20	24.20						
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok	
8		9.25	358.43	86.40	4.00	4.00	4.00	22.00	22.00	22.00						
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok	
7		9.26	358.43	86.40	3.60	3.60	3.60	19.80	19.80	19.80						
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok	
6		7.56	358.43	86.40	3.10	3.10	3.10	17.05	17.05	17.05						
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok	
5		7.96	358.43	86.40	2.60	2.60	2.60	14.30	14.30	14.30						
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok	
4		12.68	358.43	86.40	2.00	2.00	2.00	11.00	11.00	11.00						
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok	
3		16.78	358.43	86.40	1.40	1.40	1.40	7.70	7.70	7.70						
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok	
2		14.05	358.43	86.40	0.80	0.80	0.80	4.40	4.40	4.40						
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok	
1		5.61	358.43	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65						
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok	
CIM		222.38	4,594.78	1,123.20												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL	PLANTA	V_x (t)	P_x (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA	
					TORSION		TORS EXTREMA						ESTABLE	AFECTA
13	0.55	0.55	0.55	0.66	Ok	0.77	Ok	13	41.78	380.02	0.003	0.091	SI	NO
12	1.10	1.10	1.10	1.32	Ok	1.54	Ok	12	86.10	824.85	0.006	0.091	SI	NO
11	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	11	114.56	1,269.68	0.010	0.091	SI	NO
10	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	10	129.87	1,714.51	0.012	0.091	SI	NO
9	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	9	139.23	2,159.34	0.019	0.091	SI	NO
8	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	8	148.48	2,604.17	0.022	0.091	SI	NO
7	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	7	157.74	3,049.00	0.030	0.091	SI	NO
6	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	6	165.30	3,493.83	0.033	0.091	SI	NO
5	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	5	173.26	3,938.66	0.043	0.091	SI	NO
4	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	4	185.94	4,383.49	0.044	0.091	SI	NO
3	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	3	202.72	4,828.32	0.045	0.091	SI	NO
2	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	2	216.77	5,273.15	0.038	0.091	SI	NO
1	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	1	222.38	5,717.98	0.024	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO Y										CONTROL DERIVAS
					Sin Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
13		46.79	293.62	86.40	5.30	5.30	5.30	29.15	29.15	29.15					
	3.20										0.55	0.55	0.55	6.40	Ok
12		43.90	358.43	86.40	5.20	5.20	5.20	28.60	28.60	28.60					
	3.20										1.10	1.10	1.10	6.40	Ok
11		24.58	358.43	86.40	5.00	5.00	5.00	27.50	27.50	27.50					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
10		14.10	358.43	86.40	4.70	4.70	4.70	25.85	25.85	25.85					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
9		10.67	358.43	86.40	4.40	4.40	4.40	24.20	24.20	24.20					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
8		8.44	358.43	86.40	4.00	4.00	4.00	22.00	22.00	22.00					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
7		6.65	358.43	86.40	3.60	3.60	3.60	19.80	19.80	19.80					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
6		8.09	358.43	86.40	3.10	3.10	3.10	17.05	17.05	17.05					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
5		8.88	358.43	86.40	2.60	2.60	2.60	14.30	14.30	14.30					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
4		10.87	358.43	86.40	2.00	2.00	2.00	11.00	11.00	11.00					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
3		15.87	358.43	86.40	1.40	1.40	1.40	7.70	7.70	7.70					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
2		16.23	358.43	86.40	0.80	0.80	0.80	4.40	4.40	4.40					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
1		7.31	358.43	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
CIM		222.38	4,594.78	1,123.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA	
													ESTABLE	AFECTA
13	0.55	0.55	0.55	0.66	Ok	0.77	Ok	13	46.79	380.02	0.003	0.091	SI	NO
12	1.10	1.10	1.10	1.32	Ok	1.54	Ok	12	90.69	824.85	0.006	0.091	SI	NO
11	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	11	115.27	1,269.68	0.010	0.091	SI	NO
10	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	10	129.37	1,714.51	0.012	0.091	SI	NO
9	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	9	140.04	2,159.34	0.019	0.091	SI	NO
8	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	8	148.48	2,604.17	0.022	0.091	SI	NO
7	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	7	155.13	3,049.00	0.031	0.091	SI	NO
6	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	6	163.22	3,493.83	0.033	0.091	SI	NO
5	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	5	172.10	3,938.66	0.043	0.091	SI	NO
4	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	4	182.97	4,383.49	0.045	0.091	SI	NO
3	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	3	198.84	4,828.32	0.046	0.091	SI	NO
2	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	2	215.07	5,273.15	0.038	0.091	SI	NO
1	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	1	222.38	5,717.98	0.024	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50

I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO Y.ex										CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
13		46.79	293.62	86.40	5.20	4.60	5.80	28.60	25.30	31.90					
	3.20										1.10	0.55	1.10	6.40	Ok
12		43.90	358.43	86.40	5.00	4.50	5.60	27.50	24.75	30.80					
	3.20										1.10	0.55	1.10	6.40	Ok
11		24.58	358.43	86.40	4.80	4.40	5.40	26.40	24.20	29.70					
	3.20										1.10	1.65	1.65	6.40	Ok
10		14.10	358.43	86.40	4.60	4.10	5.10	25.30	22.55	28.05					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
9		10.67	358.43	86.40	4.30	3.80	4.80	23.65	20.90	26.40					
	3.20										2.20	1.65	2.20	6.40	Ok
8		8.44	358.43	86.40	3.90	3.50	4.40	21.45	19.25	24.20					
	3.20										2.20	2.20	2.75	6.40	Ok
7		6.65	358.43	86.40	3.50	3.10	3.90	19.25	17.05	21.45					
	3.20										2.20	2.20	2.75	6.40	Ok
6		8.09	358.43	86.40	3.10	2.70	3.40	17.05	14.85	18.70					
	3.20										3.30	2.20	2.75	6.40	Ok
5		8.88	358.43	86.40	2.50	2.30	2.90	13.75	12.65	15.95					
	3.20										2.75	2.75	3.85	6.40	Ok
4		10.87	358.43	86.40	2.00	1.80	2.20	11.00	9.90	12.10					
	3.20										3.30	2.75	3.30	6.40	Ok
3		15.87	358.43	86.40	1.40	1.30	1.60	7.70	7.15	8.80					
	3.20										3.30	3.30	3.85	6.40	Ok
2		16.23	358.43	86.40	0.80	0.70	0.90	4.40	3.85	4.95					
	3.20										2.75	2.75	3.30	6.40	Ok
1		7.31	358.43	86.40	0.30	0.20	0.30	1.65	1.10	1.65					
	3.20										1.65	1.10	1.65	6.40	Ok
CIM		222.38	4,594.78	1,123.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2 Δu MED (cm)	CONTROL	1.4 Δu MED (cm)	CONTROL	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA	
					TORSION		TORS EXTREMA						ESTABLE	AFECTA
13	0.55	1.10	0.82	0.99	X	1.16	Ok	13	46.79	380.02	0.005	0.091	SI	NO
12	0.55	1.10	0.82	0.99	X	1.15	Ok	12	90.69	824.85	0.006	0.091	SI	NO
11	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	11	115.27	1,269.68	0.007	0.091	SI	NO
10	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	10	129.37	1,714.51	0.012	0.091	SI	NO
9	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok	9	140.04	2,159.34	0.019	0.091	SI	NO
8	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok	8	148.48	2,604.17	0.022	0.091	SI	NO
7	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok	7	155.13	3,049.00	0.025	0.091	SI	NO
6	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok	6	163.22	3,493.83	0.040	0.091	SI	NO
5	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	5	172.10	3,938.66	0.036	0.091	SI	NO
4	2.75	3.30	3.03	3.63	Ok	4.24	Ok	4	182.97	4,383.49	0.045	0.091	SI	NO
3	3.30	3.85	3.58	4.29	Ok	5.01	Ok	3	198.84	4,828.32	0.046	0.091	SI	NO
2	2.75	3.30	3.03	3.63	Ok	4.24	Ok	2	215.07	5,273.15	0.038	0.091	SI	NO
1	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	1	222.38	5,717.98	0.024	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO X.ey										CONTROL DERIVAS	
					Con Excentricidad Accidental											
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
13		41.78	293.62	86.40	5.00	6.20	4.20	27.50	34.10	23.10						
	3.20										0.55	0.55	0.55	6.40	Ok	
12		44.32	358.43	86.40	4.90	6.10	4.10	26.95	33.55	22.55						
	3.20										1.10	1.65	1.10	6.40	Ok	
11		28.46	358.43	86.40	4.70	5.80	3.90	25.85	31.90	21.45						
	3.20										1.10	1.65	1.10	6.40	Ok	
10		15.31	358.43	86.40	4.50	5.50	3.70	24.75	30.25	20.35						
	3.20										1.65	1.65	1.10	6.40	Ok	
9		9.36	358.43	86.40	4.20	5.20	3.50	23.10	28.60	19.25						
	3.20										2.20	2.75	1.65	6.40	Ok	
8		9.25	358.43	86.40	3.80	4.70	3.20	20.90	25.85	17.60						
	3.20										2.20	2.75	2.20	6.40	Ok	
7		9.26	358.43	86.40	3.40	4.20	2.80	18.70	23.10	15.40						
	3.20										2.20	2.75	1.65	6.40	Ok	
6		7.56	358.43	86.40	3.00	3.70	2.50	16.50	20.35	13.75						
	3.20										2.75	3.30	2.20	6.40	Ok	
5		7.96	358.43	86.40	2.50	3.10	2.10	13.75	17.05	11.55						
	3.20										3.30	3.85	2.75	6.40	Ok	
4		12.68	358.43	86.40	1.90	2.40	1.60	10.45	13.20	8.80						
	3.20										2.75	3.85	2.75	6.40	Ok	
3		16.78	358.43	86.40	1.40	1.70	1.10	7.70	9.35	6.05						
	3.20										3.30	3.85	2.75	6.40	Ok	
2		14.05	358.43	86.40	0.80	1.00	0.60	4.40	5.50	3.30						
	3.20										2.75	3.85	2.20	6.40	Ok	
1		5.61	358.43	86.40	0.30	0.30	0.20	1.65	1.65	1.10						
	3.20										1.65	1.65	1.10	6.40	Ok	
CIM		222.38	4,594.78	1,123.20												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA	
													ESTABLE	AFECTA
13	0.55	0.55	0.55	0.66	Ok	0.77	Ok	13	41.78	380.02	0.003	0.091	SI	NO
12	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	12	86.10	824.85	0.006	0.091	SI	NO
11	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	11	114.56	1,269.68	0.007	0.091	SI	NO
10	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	10	129.87	1,714.51	0.012	0.091	SI	NO
9	1.65	2.75	2.20	2.64	X	3.08	Ok	9	139.23	2,159.34	0.019	0.091	SI	NO
8	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok	8	148.48	2,604.17	0.022	0.091	SI	NO
7	1.65	2.75	2.20	2.64	X	3.08	Ok	7	157.74	3,049.00	0.024	0.091	SI	NO
6	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	6	165.30	3,493.83	0.033	0.091	SI	NO
5	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	5	173.26	3,938.66	0.043	0.091	SI	NO
4	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	4	185.94	4,383.49	0.037	0.091	SI	NO
3	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	3	202.72	4,828.32	0.045	0.091	SI	NO
2	2.20	3.85	3.03	3.63	X	4.24	Ok	2	216.77	5,273.15	0.038	0.091	SI	NO
1	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	1	222.38	5,717.98	0.024	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

6.6.1.3.1. Resultados de derivas de pisos.

De los cálculos presentados anteriormente se puede concluir que las derivas de piso con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental son menores que la deriva admisible.

En el caso de sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% las derivas de piso también cumplen con la deriva admisible.

6.6.1.3.2. Resultados de control de torsión.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1b.

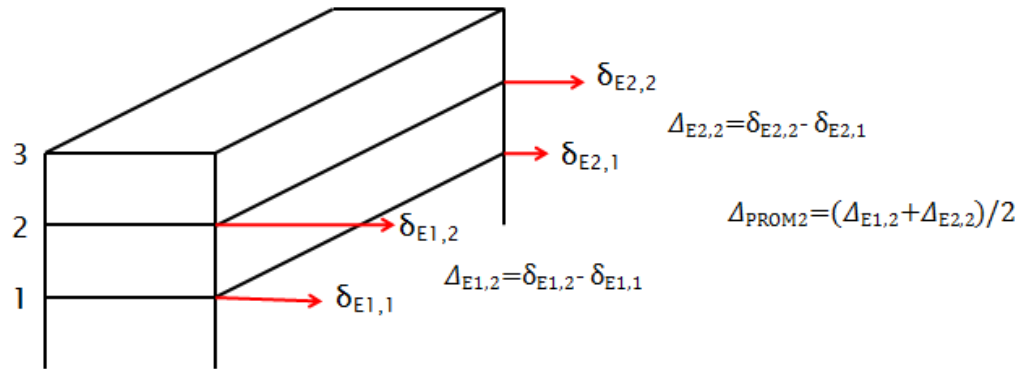
Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5%, la estructura presenta irregularidad horizontal tipo 1a, sin embargo la diferencia entre la torsión máxima (Δu_{MAX}) y la torsión admisible ($1.2\Delta u_{MED}$) es despreciable por lo que la estructura cumple con el control de torsión.

6.6.2. Estructura de Acero Estructural.

Para el cálculo de la deriva admisible se utilizó la **Tabla 5-13** por lo que la deriva admisible es $0.020h_{xx}$ correspondiente a categoría de Ocupación II, donde h_{xx} corresponde a la altura de entrepiso.

En cuanto a irregularidades horizontales, las estructuras de acero estructural podrían presentar únicamente estos dos tipos de irregularidades.

- 1a. Si $\Delta_{E1,2} > 1.2 \Delta_{PROM2}$ entonces hay Irregularidad Torsional
 1b. Si $\Delta_{E1,2} > 1.4 \Delta_{PROM2}$ entonces hay Irregularidad Torsional Extrema



EN CATEGORIAS DE DISEÑO "E" Y "F" NO SE PERMITE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Las estructuras no presentan irregularidades verticales.

6.6.2.1. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 5 pisos

Para el cálculo de las siguientes tablas se usó los criterios de la **sección 5.7 y 5.11** de la presente tesis.

DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de $\Delta a = 0.020$

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

				SISMO EN SENTIDO X										CONTROL DERIVAS	
				Sin Excentricidad Accidental											
H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
	22.81	148.30	86.40	2.67	2.67	2.67	14.67	14.67	14.67						
3.20										1.76	1.76	1.76	6.40	Ok	
	25.97	213.10	86.40	2.35	2.35	2.35	12.91	12.91	12.91						
3.20										2.35	2.35	2.35	6.40	Ok	
	18.52	213.10	86.40	1.92	1.92	1.92	10.56	10.56	10.56						
3.20										4.11	4.11	4.11	6.40	Ok	
	13.70	213.10	86.40	1.17	1.17	1.17	6.46	6.46	6.46						
3.20										4.11	4.11	4.11	6.40	Ok	
	6.43	213.10	86.40	0.43	0.43	0.43	2.35	2.35	2.35						
3.20										2.35	2.35	2.35	6.40	Ok	
	87.43	1,000.70	432.00												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA ESTABLE	AFECTA	1/(1- θ)
5	1.76	1.76	1.76	2.11	Ok	2.46	Ok	5	22.81	234.70	0.010	0.091	SI	NO	1.01
4	2.35	2.35	2.35	2.82	Ok	3.29	Ok	4	48.78	534.20	0.015	0.091	SI	NO	1.01
3	4.11	4.11	4.11	4.93	Ok	5.75	Ok	3	67.30	833.70	0.029	0.091	SI	NO	1.03
2	4.11	4.11	4.11	4.93	Ok	5.75	Ok	2	81.00	1,133.20	0.033	0.091	SI	NO	1.03
1	2.35	2.35	2.35	2.82	Ok	3.29	Ok	1	87.43	1,432.70	0.022	0.091	SI	NO	1.02
CIM								CIM							

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO Y										CONTROL DERIVAS
					Sin Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
5		22.81	148.30	86.40	2.56	2.56	2.56	14.08	14.08	14.08					
	3.20										1.17	1.17	1.17	6.40	Ok
4		25.97	213.10	86.40	2.35	2.35	2.35	12.91	12.91	12.91					
	3.20										2.93	2.93	2.93	6.40	Ok
3		18.52	213.10	86.40	1.81	1.81	1.81	9.98	9.98	9.98					
	3.20										3.52	3.52	3.52	6.40	Ok
2		13.70	213.10	86.40	1.17	1.17	1.17	6.46	6.46	6.46					
	3.20										4.11	4.11	4.11	6.40	Ok
1		6.43	213.10	86.40	0.43	0.43	0.43	2.35	2.35	2.35					
	3.20										2.35	2.35	2.35	6.40	Ok
CIM		87.43	1,000.70	432.00											

					CONTROL			CONTROL						CONTROL P-DELTA		
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	TORSION	1.4Δu MED (cm)	TORS EXTREMA	Ay >=1	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA	1/(1-θ)
5									5							
	1.17	1.17	1.17	1.41	Ok	1.64	Ok	0.69		22.81	234.70	0.007	0.091	SI	NO	1.01
4									4							
	2.93	2.93	2.93	3.52	Ok	4.11	Ok	0.69		48.78	534.20	0.018	0.091	SI	NO	1.02
3									3							
	3.52	3.52	3.52	4.23	Ok	4.93	Ok	0.69		67.30	833.70	0.025	0.091	SI	NO	1.03
2									2							
	4.11	4.11	4.11	4.93	Ok	5.75	Ok	0.69		81.00	1,133.20	0.033	0.091	SI	NO	1.03
1									1							
	2.35	2.35	2.35	2.82	Ok	3.29	Ok	0.69		87.43	1,432.70	0.022	0.091	SI	NO	1.02
CIM									CIM							

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO Y.ex										CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
5		22.81	148.30	86.40	2.50	2.10	3.00	13.75	11.55	16.50					
4	3.20										1.65	1.10	1.65	6.40	Ok
		25.97	213.10	86.40	2.20	1.90	2.70	12.10	10.45	14.85					
3	3.20										2.20	2.20	3.30	6.40	Ok
		18.52	213.10	86.40	1.80	1.50	2.10	9.90	8.25	11.55					
2	3.20										3.30	2.75	3.85	6.40	Ok
		13.70	213.10	86.40	1.20	1.00	1.40	6.60	5.50	7.70					
1	3.20										4.40	3.85	4.95	6.40	Ok
		6.43	213.10	86.40	0.40	0.30	0.50	2.20	1.65	2.75					
CIM	3.20										2.20	1.65	2.75	6.40	Ok
		87.43	1,000.70	432.00											

					CONTROL TORSION	1.4 Δu MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	Ay >=1								
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2 Δu MED (cm)					PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA	1/(1- θ)
5									5							
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	0.96		22.81	234.70	0.010	0.091	SI	NO	1.01
4									4							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	0.96		48.78	534.20	0.014	0.091	SI	NO	1.01
3									3							
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	0.95		67.30	833.70	0.023	0.091	SI	NO	1.02
2									2							
	3.85	4.95	4.40	5.28	Ok	6.16	Ok	0.95		81.00	1,133.20	0.035	0.091	SI	NO	1.04
1									1							
	1.65	2.75	2.20	2.64	X	3.08	Ok	1.09		87.43	1,432.70	0.020	0.091	SI	NO	1.02
CIM									CIM							

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO X.ey											CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental											
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
5		22.81	148.30	86.40	2.60	2.00	3.20	14.30	11.00	17.60						
	3.20										2.20	1.10	1.65	6.40	Ok	
4		25.97	213.10	86.40	2.20	1.80	2.90	12.10	9.90	15.95						
	3.20										2.20	2.20	3.85	6.40	Ok	
3		18.52	213.10	86.40	1.80	1.40	2.20	9.90	7.70	12.10						
	3.20										3.30	2.75	3.85	6.40	Ok	
2		13.70	213.10	86.40	1.20	0.90	1.50	6.60	4.95	8.25						
	3.20										4.40	3.30	4.95	6.40	Ok	
1		6.43	213.10	86.40	0.40	0.30	0.60	2.20	1.65	3.30						
	3.20										2.20	1.65	3.30	6.40	Ok	
CIM		87.43	1,000.70	432.00												

					CONTROL			CONTROL						CONTROL P-DELTA		
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)	TORSION	1.4Δu MED (cm)	TORS EXTREMA	Ax >= 1	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA	1/(1-θ)
5									5							
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	1.05		22.81	234.70	0.013	0.091	SI	NO	1.01
4									4							
	2.20	3.85	3.03	3.63	X	4.24	Ok	1.06		48.78	534.20	0.014	0.091	SI	NO	1.01
3									3							
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	1.04		67.30	833.70	0.023	0.091	SI	NO	1.02
2									2							
	3.30	4.95	4.13	4.95	Ok	5.78	Ok	1.09		81.00	1,133.20	0.035	0.091	SI	NO	1.04
1									1							
	1.65	3.30	2.48	2.97	X	3.47	Ok	1.23		87.43	1,432.70	0.020	0.091	SI	NO	1.02
CIM									CIM							

6.6.2.1.1. Resultados de derivas de pisos.

El cálculo de la deriva debe considerar el efecto de la sección reducida de la viga. En ausencia de cálculos específicos, la deriva puede ser calculada multiplicando la deriva basada en la sección bruta de la viga por 1.1 para cuando la reducción del ala sea mayor del 50% del ancho total del ala de la viga. La interpolación lineal puede usarse para valores menores de la reducción del ancho de la viga.

En el caso de la estructura de 5 pisos de Acero Estructural la sección reducida de la viga tuvo una reducción del ala del 34.28% por lo tanto los desplazamientos se han multiplicado por 1.067 usando interpolación lineal.

De los cálculos presentados anteriormente se puede concluir que las derivas de piso con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental son menores que la deriva admisible.

En el caso de sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% las derivas de piso también cumplen con la deriva admisible.

6.6.2.1.2. Resultados de control de torsión.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1b.

Con sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% en “x” la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1 b.

Con sismo en la dirección “x” con excentricidad accidental del 5% en “y” la estructura presenta irregularidad horizontal tipo 1a, sin embargo la diferencia entre

la torsión máxima (Δu_{MAX}) y la torsión admisible ($1.2\Delta u_{MED}$) es despreciable por lo que la estructura cumple con el control de torsión.

6.6.2.2. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 10 pisos

Para el cálculo de las siguientes tablas se usó los criterios de la **sección 5.7 y 5.11** de la presente tesis.

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50

I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

SISMO EN SENTIDO X															
Sin Excentricidad Accidental															
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	CONTROL DERIVAS
8		21.01	150.87	86.40	3.50	3.50	3.50	19.25	19.25	19.25					
	3.20										1.10	1.10	1.10	6.40	Ok
7		24.27	215.67	86.40	3.30	3.30	3.30	18.15	18.15	18.15					
	3.20										1.10	1.10	1.10	6.40	Ok
6		17.53	215.67	86.40	3.10	3.10	3.10	17.05	17.05	17.05					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
5		13.96	215.67	86.40	2.70	2.70	2.70	14.85	14.85	14.85					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
4		11.80	215.67	86.40	2.20	2.20	2.20	12.10	12.10	12.10					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
3		10.25	215.67	86.40	1.60	1.60	1.60	8.80	8.80	8.80					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
2		8.59	215.67	86.40	1.00	1.00	1.00	5.50	5.50	5.50					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
1		4.10	215.67	86.40	0.40	0.40	0.40	2.20	2.20	2.20					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
CIM		111.51	1,660.56	691.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL	PLANTA	V_x (t)	P_x (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA	
					TORSION		TORS EXTREMA						ESTABLE	AFECTA
8	1.10	1.10	1.10	1.32	Ok	1.54	Ok	8	21.01	237.27	0.007	0.091	SI	NO
7	1.10	1.10	1.10	1.32	Ok	1.54	Ok	7	45.28	539.34	0.007	0.091	SI	NO
6	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	6	62.81	841.41	0.017	0.091	SI	NO
5	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	5	76.77	1,143.48	0.023	0.091	SI	NO
4	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	4	88.57	1,445.55	0.031	0.091	SI	NO
3	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	3	98.82	1,747.62	0.033	0.091	SI	NO
2	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	2	107.41	2,049.69	0.036	0.091	SI	NO
1	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	1	111.51	2,351.76	0.026	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

					SISMO EN SENTIDO Y										CONTROL DERIVAS
					Sin Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
8		20.68	150.87	86.40	3.40	3.40	3.40	18.70	18.70	18.70					
	3.20										0.55	0.55	0.55	6.40	Ok
7		24.17	215.67	86.40	3.30	3.30	3.30	18.15	18.15	18.15					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
6		17.70	215.67	86.40	3.00	3.00	3.00	16.50	16.50	16.50					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
5		14.17	215.67	86.40	2.60	2.60	2.60	14.30	14.30	14.30					
	3.20										2.20	2.20	2.20	6.40	Ok
4		11.95	215.67	86.40	2.20	2.20	2.20	12.10	12.10	12.10					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
3		10.29	215.67	86.40	1.60	1.60	1.60	8.80	8.80	8.80					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
2		8.51	215.67	86.40	1.00	1.00	1.00	5.50	5.50	5.50					
	3.20										3.85	3.85	3.85	6.40	Ok
1		4.04	215.67	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
CIM		111.51	1,660.56	691.20											

					CONTROL TORSION		CONTROL TORS EXTREMA						CONTROL P-DELTA	
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2 Δu MED (cm)		1.4 Δu MED (cm)		PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA
8								8						
	0.55	0.55	0.55	0.66	Ok	0.77	Ok		20.68	237.27	0.004	0.091	SI	NO
7								7						
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		44.85	539.34	0.011	0.091	SI	NO
6								6						
	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok		62.55	841.41	0.017	0.091	SI	NO
5								5						
	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok		76.72	1,143.48	0.019	0.091	SI	NO
4								4						
	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		88.67	1,445.55	0.031	0.091	SI	NO
3								3						
	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		98.96	1,747.62	0.033	0.091	SI	NO
2								2						
	3.85	3.85	3.85	4.62	Ok	5.39	Ok		107.47	2,049.69	0.042	0.091	SI	NO
1								1						
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		111.51	2,351.76	0.020	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

					SISMO EN SENTIDO Y.ex										CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
8		20.68	150.87	86.40	3.30	2.80	3.90	18.15	15.40	21.45					
	3.20										0.55	0.55	1.10	6.40	Ok
7		24.17	215.67	86.40	3.20	2.70	3.70	17.60	14.85	20.35					
	3.20										1.65	1.10	1.65	6.40	Ok
6		17.70	215.67	86.40	2.90	2.50	3.40	15.95	13.75	18.70					
	3.20										2.20	1.65	2.20	6.40	Ok
5		14.17	215.67	86.40	2.50	2.20	3.00	13.75	12.10	16.50					
	3.20										2.20	2.20	3.30	6.40	Ok
4		11.95	215.67	86.40	2.10	1.80	2.40	11.55	9.90	13.20					
	3.20										3.30	2.75	3.30	6.40	Ok
3		10.29	215.67	86.40	1.50	1.30	1.80	8.25	7.15	9.90					
	3.20										3.30	2.75	3.85	6.40	Ok
2		8.51	215.67	86.40	0.90	0.80	1.10	4.95	4.40	6.05					
	3.20										3.30	2.75	3.85	6.40	Ok
1		4.04	215.67	86.40	0.30	0.30	0.40	1.65	1.65	2.20					
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok
CIM		111.51	1,660.56	691.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA ESTABLE	AFECTA
8								8						
	0.55	1.10	0.82	0.99	X	1.16	Ok		20.68	237.27	0.004	0.091	SI	NO
7								7						
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok		44.85	539.34	0.011	0.091	SI	NO
6								6						
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		62.55	841.41	0.017	0.091	SI	NO
5								5						
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		76.72	1,143.48	0.019	0.091	SI	NO
4								4						
	2.75	3.30	3.03	3.63	Ok	4.24	Ok		88.67	1,445.55	0.031	0.091	SI	NO
3								3						
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		98.96	1,747.62	0.033	0.091	SI	NO
2								2						
	2.75	3.85	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok		107.47	2,049.69	0.036	0.091	SI	NO
1								1						
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		111.51	2,351.76	0.020	0.091	SI	NO
CIM								CIM						

SISMO EN SENTIDO X.ey															
Con Excentricidad Accidental															
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	CONTROL DERIVAS
8		21.01	150.87	86.40	3.30	2.80	4.30	18.15	15.40	23.65					
	3.20										0.55	1.65	1.65	6.40	Ok
7		24.27	215.67	86.40	3.20	2.50	4.00	17.60	13.75	22.00					
	3.20										1.65	1.10	1.65	6.40	Ok
6		17.53	215.67	86.40	2.90	2.30	3.70	15.95	12.65	20.35					
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok
5		13.96	215.67	86.40	2.60	2.00	3.30	14.30	11.00	18.15					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
4		11.80	215.67	86.40	2.10	1.60	2.70	11.55	8.80	14.85					
	3.20										3.30	2.20	3.30	6.40	Ok
3		10.25	215.67	86.40	1.50	1.20	2.10	8.25	6.60	11.55					
	3.20										3.30	2.75	4.40	6.40	Ok
2		8.59	215.67	86.40	0.90	0.70	1.30	4.95	3.85	7.15					
	3.20										3.30	2.20	4.95	6.40	Ok
1		4.10	215.67	86.40	0.30	0.30	0.40	1.65	1.65	2.20					
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok
CIM		111.51	1,660.56	691.20											

					CONTROL TORSION			CONTROL TORS EXTREMA					CONTROL P-DELTA		
PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2Δu MED (cm)		1.4Δu MED (cm)			PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	ESTABLE	AFECTA
8								8							
	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok		21.01	237.27	0.004	0.091	SI	NO	
7								7							
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok		45.28	539.34	0.011	0.091	SI	NO	
6								6							
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		62.81	841.41	0.013	0.091	SI	NO	
5								5							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		76.77	1,143.48	0.023	0.091	SI	NO	
4								4							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok		88.57	1,445.55	0.031	0.091	SI	NO	
3								3							
	2.75	4.40	3.58	4.29	X	5.01	Ok		98.82	1,747.62	0.033	0.091	SI	NO	
2								2							
	2.20	4.95	3.58	4.29	X	5.01	Ok		107.41	2,049.69	0.036	0.091	SI	NO	
1								1							
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok		111.51	2,351.76	0.020	0.091	SI	NO	
CIM								CIM							

6.6.2.2.1. Resultados de derivas de pisos.

El cálculo de la deriva debe considerar el efecto de la sección reducida de la viga. En ausencia de cálculos específicos, la deriva puede ser calculada multiplicando la deriva basada en la sección bruta de la viga por 1.1 para cuando la reducción del ala sea mayor del 50% del ancho total del ala de la viga. La interpolación lineal puede usarse para valores menores de la reducción del ancho de la viga.

De los cálculos presentados anteriormente se puede concluir que las derivas de piso con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental son menores que la deriva admisible.

En el caso de sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% las derivas de piso también cumplen con la deriva admisible.

6.6.2.2.2. Resultados de control de torsión.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1b.

Con sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% en “x” la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1 b.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5%, la estructura presenta irregularidad horizontal tipo 1a, sin embargo la diferencia entre la torsión máxima (Δu_{MAX}) y la torsión admisible ($1.2\Delta u_{MED}$) es despreciable por lo que la estructura cumple con el control de torsión.

6.6.2.3. Derivas de pisos y Control de Torsión de la Estructura de 15 pisos

Para el cálculo de las siguientes tablas se usó los criterios de la **sección 5.7 y 5.11** de la presente tesis.

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO X										CONTROL DERIVAS	
					Sin Excentricidad Accidental											
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
13		22.29	152.07	86.40	5.28	5.28	5.28	29.04	29.04	29.04						
	3.20										0.61	0.61	0.61	6.40	Ok	
12		25.27	216.87	86.40	5.17	5.17	5.17	28.44	28.44	28.44						
	3.20										0.99	0.99	0.99	6.40	Ok	
11		16.30	216.87	86.40	4.99	4.99	4.99	27.45	27.45	27.45						
	3.20										1.38	1.38	1.38	6.40	Ok	
10		10.45	216.87	86.40	4.74	4.74	4.74	26.07	26.07	26.07						
	3.20										1.71	1.71	1.71	6.40	Ok	
9		7.89	216.87	86.40	4.43	4.43	4.43	24.37	24.37	24.37						
	3.20										1.98	1.98	1.98	6.40	Ok	
8		6.18	216.87	86.40	4.07	4.07	4.07	22.39	22.39	22.39						
	3.20										2.26	2.26	2.26	6.40	Ok	
7		5.24	216.87	86.40	3.66	3.66	3.66	20.13	20.13	20.13						
	3.20										2.53	2.53	2.53	6.40	Ok	
6		5.59	216.87	86.40	3.20	3.20	3.20	17.60	17.60	17.60						
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok	
5		6.04	216.87	86.40	2.70	2.70	2.70	14.85	14.85	14.85						
	3.20										3.14	3.14	3.14	6.40	Ok	
4		6.67	216.87	86.40	2.13	2.13	2.13	11.72	11.72	11.72						
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok	
3		8.31	216.87	86.40	1.53	1.53	1.53	8.42	8.42	8.42						
	3.20										3.47	3.47	3.47	6.40	Ok	
2		8.16	216.87	86.40	0.90	0.90	0.90	4.95	4.95	4.95						
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok	
1		3.83	216.87	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65						
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok	
CIM		132.22	2,754.51	1,123.20												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	1.2 Δu MED (cm)	CONTROL TORSION	1.4 Δu MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	PLANTA	Vx (t)	Px (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA		1/(1- θ)
13	0.61	0.61	0.61	0.73	Ok	0.85	Ok	13	22.29	238.47	0.004	0.091	SI	NO	1.00
12	0.99	0.99	0.99	1.19	Ok	1.39	Ok	12	47.56	541.74	0.006	0.091	SI	NO	1.01
11	1.38	1.38	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	11	63.86	845.01	0.010	0.091	SI	NO	1.01
10	1.71	1.71	1.71	2.05	Ok	2.39	Ok	10	74.31	1,148.28	0.015	0.091	SI	NO	1.02
9	1.98	1.98	1.98	2.38	Ok	2.77	Ok	9	82.20	1,451.55	0.020	0.091	SI	NO	1.02
8	2.26	2.26	2.26	2.71	Ok	3.16	Ok	8	88.38	1,754.82	0.025	0.091	SI	NO	1.03
7	2.53	2.53	2.53	3.04	Ok	3.54	Ok	7	93.62	2,058.09	0.032	0.091	SI	NO	1.03
6	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	6	99.21	2,361.36	0.037	0.091	SI	NO	1.04
5	3.14	3.14	3.14	3.76	Ok	4.39	Ok	5	105.25	2,664.63	0.045	0.091	SI	NO	1.05
4	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	4	111.92	2,967.90	0.050	0.091	SI	NO	1.05
3	3.47	3.47	3.47	4.16	Ok	4.85	Ok	3	120.23	3,271.17	0.054	0.091	SI	NO	1.06
2	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	2	128.39	3,574.44	0.052	0.091	SI	NO	1.06
1	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	1	132.22	3,877.71	0.027	0.091	SI	NO	1.03
CIM								CIM							

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO Y										CONTROL DERIVAS	
					Sin Excentricidad Accidental											
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)		
13		20.27	152.07	86.40	5.27	5.27	5.27	28.99	28.99	28.99						
	3.20										0.60	0.60	0.60	6.40	Ok	
12		25.08	216.87	86.40	5.16	5.16	5.16	28.38	28.38	28.38						
	3.20										0.94	0.94	0.94	6.40	Ok	
11		17.87	216.87	86.40	4.99	4.99	4.99	27.45	27.45	27.45						
	3.20										1.38	1.38	1.38	6.40	Ok	
10		11.17	216.87	86.40	4.74	4.74	4.74	26.07	26.07	26.07						
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok	
9		7.43	216.87	86.40	4.44	4.44	4.44	24.42	24.42	24.42						
	3.20										1.98	1.98	1.98	6.40	Ok	
8		6.54	216.87	86.40	4.08	4.08	4.08	22.44	22.44	22.44						
	3.20										2.26	2.26	2.26	6.40	Ok	
7		6.31	216.87	86.40	3.67	3.67	3.67	20.19	20.19	20.19						
	3.20										2.53	2.53	2.53	6.40	Ok	
6		5.55	216.87	86.40	3.21	3.21	3.21	17.66	17.66	17.66						
	3.20										2.81	2.81	2.81	6.40	Ok	
5		5.53	216.87	86.40	2.70	2.70	2.70	14.85	14.85	14.85						
	3.20										3.08	3.08	3.08	6.40	Ok	
4		7.21	216.87	86.40	2.14	2.14	2.14	11.77	11.77	11.77						
	3.20										3.36	3.36	3.36	6.40	Ok	
3		8.76	216.87	86.40	1.53	1.53	1.53	8.42	8.42	8.42						
	3.20										3.47	3.47	3.47	6.40	Ok	
2		7.38	216.87	86.40	0.90	0.90	0.90	4.95	4.95	4.95						
	3.20										3.25	3.25	3.25	6.40	Ok	
1		3.11	216.87	86.40	0.31	0.31	0.31	1.71	1.71	1.71						
	3.20										1.71	1.71	1.71	6.40	Ok	
CIM		132.21	2,754.51	1,123.20												

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	$A_y \geq 1$	V_x (t)	P_x (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA		$1/(1-\theta)$
13	0.60	0.60	0.60	0.73	Ok	0.85	Ok	0.69	20.27	238.47	0.004	0.091	SI	NO	1.00
12	0.94	0.94	0.94	1.12	Ok	1.31	Ok	0.69	45.35	541.74	0.006	0.091	SI	NO	1.01
11	1.38	1.38	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	0.69	63.22	845.01	0.010	0.091	SI	NO	1.01
10	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	0.69	74.39	1,148.28	0.014	0.091	SI	NO	1.01
9	1.98	1.98	1.98	2.38	Ok	2.77	Ok	0.69	81.82	1,451.55	0.020	0.091	SI	NO	1.02
8	2.26	2.26	2.26	2.71	Ok	3.16	Ok	0.69	88.36	1,754.82	0.025	0.091	SI	NO	1.03
7	2.53	2.53	2.53	3.04	Ok	3.54	Ok	0.69	94.67	2,058.09	0.031	0.091	SI	NO	1.03
6	2.81	2.81	2.81	3.37	Ok	3.93	Ok	0.69	100.22	2,361.36	0.038	0.091	SI	NO	1.04
5	3.08	3.08	3.08	3.70	Ok	4.31	Ok	0.69	105.75	2,664.63	0.044	0.091	SI	NO	1.05
4	3.36	3.36	3.36	4.03	Ok	4.70	Ok	0.69	112.96	2,967.90	0.050	0.091	SI	NO	1.05
3	3.47	3.47	3.47	4.16	Ok	4.85	Ok	0.69	121.72	3,271.17	0.053	0.091	SI	NO	1.06
2	3.25	3.25	3.25	3.89	Ok	4.54	Ok	0.69	129.10	3,574.44	0.051	0.091	SI	NO	1.05
1	1.71	1.71	1.71	2.05	Ok	2.39	Ok	0.69	132.21	3,877.71	0.028	0.091	SI	NO	1.03
CIM															

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO Y.ex										CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fy (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
13		20.27	152.07	86.40	5.20	5.50	5.00	28.60	30.25	27.50					
	3.20										0.55	1.10	0.55	6.40	Ok
12		25.08	216.87	86.40	5.10	5.30	4.90	28.05	29.15	26.95					
	3.20										0.55	0.55	0.55	6.40	Ok
11		17.87	216.87	86.40	5.00	5.20	4.80	27.50	28.60	26.40					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
10		11.17	216.87	86.40	4.70	4.90	4.50	25.85	26.95	24.75					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
9		7.43	216.87	86.40	4.40	4.60	4.20	24.20	25.30	23.10					
	3.20										1.65	2.20	1.65	6.40	Ok
8		6.54	216.87	86.40	4.10	4.20	3.90	22.55	23.10	21.45					
	3.20										2.75	2.20	2.20	6.40	Ok
7		6.31	216.87	86.40	3.60	3.80	3.50	19.80	20.90	19.25					
	3.20										2.20	2.75	2.20	6.40	Ok
6		5.55	216.87	86.40	3.20	3.30	3.10	17.60	18.15	17.05					
	3.20										2.75	2.75	2.75	6.40	Ok
5		5.53	216.87	86.40	2.70	2.80	2.60	14.85	15.40	14.30					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
4		7.21	216.87	86.40	2.10	2.20	2.00	11.55	12.10	11.00					
	3.20										4.40	4.95	2.75	6.40	Ok
3		8.76	216.87	86.40	1.30	1.30	1.50	7.15	7.15	8.25					
	3.20										2.20	2.20	3.30	6.40	Ok
2		7.38	216.87	86.40	0.90	0.90	0.90	4.95	4.95	4.95					
	3.20										3.30	3.30	3.30	6.40	Ok
1		3.11	216.87	86.40	0.30	0.30	0.30	1.65	1.65	1.65					
	3.20										1.65	1.65	1.65	6.40	Ok
CIM		132.21	2,754.51	1,123.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORSION	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL TORS EXTREMA	$A_y \geq 1$	V_x (t)	P_x (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA		$1/(1-\theta)$
13	0.55	1.10	0.82	0.99	X	1.16	Ok	0.76	20.27	238.47	0.004	0.091	SI	NO	1.00
12	0.55	0.55	0.55	0.66	Ok	0.77	Ok	0.75	45.35	541.74	0.004	0.091	SI	NO	1.00
11	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	0.75	63.22	845.01	0.013	0.091	SI	NO	1.01
10	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	0.75	74.39	1,148.28	0.014	0.091	SI	NO	1.01
9	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok	0.76	81.82	1,451.55	0.017	0.091	SI	NO	1.02
8	2.20	2.20	2.20	2.64	Ok	3.08	Ok	0.75	88.36	1,754.82	0.031	0.091	SI	NO	1.03
7	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok	0.75	94.67	2,058.09	0.027	0.091	SI	NO	1.03
6	2.75	2.75	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	0.74	100.22	2,361.36	0.037	0.091	SI	NO	1.04
5	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	0.75	105.75	2,664.63	0.047	0.091	SI	NO	1.05
4	2.75	4.95	3.85	4.62	X	5.39	Ok	0.76	112.96	2,967.90	0.066	0.091	SI	NO	1.07
3	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	0.80	121.72	3,271.17	0.034	0.091	SI	NO	1.03
2	3.30	3.30	3.30	3.96	Ok	4.62	Ok	0.69	129.10	3,574.44	0.052	0.091	SI	NO	1.05
1	1.65	1.65	1.65	1.98	Ok	2.31	Ok	0.69	132.21	3,877.71	0.027	0.091	SI	NO	1.03
CIM															

CALCULO DE DERIVAS, TORSION Y EFECTOS P-DELTA

Cd = 5.50 I = 1.00

Factor para cálculo de Δa = 0.020

CM = Centro de Masas

E1 = Extremo 1

E2 = Extremo 2

AD = Admisible

					SISMO EN SENTIDO X.ey										CONTROL DERIVAS
					Con Excentricidad Accidental										
PLANTA	H (m)	Fx (t)	Ps (D)	Ps (L)	δe CM (cm)	δe E1 (cm)	δe E2 (cm)	δu CM (cm)	δu E1 (cm)	δu E2 (cm)	Δu CM (cm)	Δu E1 (cm)	Δu E2 (cm)	Δu AD (cm)	
13		22.29	152.07	86.40	5.30	4.30	6.50	29.15	23.65	35.75					
	3.20										1.10	1.10	1.65	6.40	Ok
12		25.27	216.87	86.40	5.10	4.10	6.20	28.05	22.55	34.10					
	3.20										1.65	1.10	1.65	6.40	Ok
11		16.30	216.87	86.40	4.80	3.90	5.90	26.40	21.45	32.45					
	3.20										1.65	1.65	2.20	6.40	Ok
10		10.45	216.87	86.40	4.50	3.60	5.50	24.75	19.80	30.25					
	3.20										2.20	1.65	2.75	6.40	Ok
9		7.89	216.87	86.40	4.10	3.30	5.00	22.55	18.15	27.50					
	3.20										2.20	1.65	2.75	6.40	Ok
8		6.18	216.87	86.40	3.70	3.00	4.50	20.35	16.50	24.75					
	3.20										2.20	2.20	2.75	6.40	Ok
7		5.24	216.87	86.40	3.30	2.60	4.00	18.15	14.30	22.00					
	3.20										2.75	1.65	3.30	6.40	Ok
6		5.59	216.87	86.40	2.80	2.30	3.40	15.40	12.65	18.70					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
5		6.04	216.87	86.40	2.30	1.90	2.80	12.65	10.45	15.40					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
4		6.67	216.87	86.40	1.80	1.50	2.20	9.90	8.25	12.10					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
3		8.31	216.87	86.40	1.30	1.10	1.60	7.15	6.05	8.80					
	3.20										2.75	2.75	3.30	6.40	Ok
2		8.16	216.87	86.40	0.80	0.60	1.00	4.40	3.30	5.50					
	3.20										2.75	2.20	3.30	6.40	Ok
1		3.83	216.87	86.40	0.30	0.20	0.40	1.65	1.10	2.20					
	3.20										1.65	1.10	2.20	6.40	Ok
CIM		132.22	2,754.51	1,123.20											

PLANTA	Δu MIN (cm)	Δu MAX (cm)	Δu MED (cm)	$1.2\Delta u$ MED (cm)	CONTROL	$1.4\Delta u$ MED (cm)	CONTROL	$A_x \geq 1$	PLANTA	V_x (t)	P_x (t)	θ	θ MAX	CONTROL P-DELTA		$1/(1-\theta)$
					TORSION		TORS EXTREMA							ESTABLE	AFECTA	
13									13							
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	1.01		22.29	238.47	0.007	0.091	SI	NO	1.01
12									12							
	1.10	1.65	1.38	1.65	Ok	1.93	Ok	1.01		47.56	541.74	0.011	0.091	SI	NO	1.01
11									11							
	1.65	2.20	1.93	2.31	Ok	2.70	Ok	1.01		63.86	845.01	0.012	0.091	SI	NO	1.01
10									10							
	1.65	2.75	2.20	2.64	X	3.08	Ok	1.01		74.31	1,148.28	0.019	0.091	SI	NO	1.02
9									9							
	1.65	2.75	2.20	2.64	X	3.08	Ok	1.01		82.20	1,451.55	0.022	0.091	SI	NO	1.02
8									8							
	2.20	2.75	2.48	2.97	Ok	3.47	Ok	1.00		88.38	1,754.82	0.025	0.091	SI	NO	1.03
7									7							
	1.65	3.30	2.48	2.97	X	3.47	Ok	1.02		93.62	2,058.09	0.034	0.091	SI	NO	1.04
6									6							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	0.99		99.21	2,361.36	0.037	0.091	SI	NO	1.04
5									5							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	0.99		105.25	2,664.63	0.040	0.091	SI	NO	1.04
4									4							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	0.98		111.92	2,967.90	0.041	0.091	SI	NO	1.04
3									3							
	2.75	3.30	3.03	3.63	Ok	4.24	Ok	0.98		120.23	3,271.17	0.043	0.091	SI	NO	1.04
2									2							
	2.20	3.30	2.75	3.30	Ok	3.85	Ok	1.09		128.39	3,574.44	0.044	0.091	SI	NO	1.05
1									1							
	1.10	2.20	1.65	1.98	X	2.31	Ok	1.23		132.22	3,877.71	0.027	0.091	SI	NO	1.03
CIM									CIM							

6.6.2.3.1. Resultados de derivas de pisos.

El cálculo de la deriva debe considerar el efecto de la sección reducida de la viga. En ausencia de cálculos específicos, la deriva puede ser calculada multiplicando la deriva basada en la sección bruta de la viga por 1.1 para cuando la reducción del ala sea mayor del 50% del ancho total del ala de la viga. La interpolación lineal puede usarse para valores menores de la reducción del ancho de la viga.

De los cálculos presentados anteriormente se puede concluir que las derivas de piso con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental son menores que la deriva admisible.

En el caso de sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5% las derivas de piso también cumplen con la deriva admisible.

6.6.2.3.2. Resultados de control de torsión.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” sin excentricidad accidental la estructura no presenta irregularidades horizontales tipo 1a y 1b.

Con sismo en la dirección “x” y sismo en la dirección “y” con excentricidad accidental del 5%, la estructura presenta irregularidad horizontal tipo 1a, sin embargo la diferencia entre la torsión máxima (Δu_{MAX}) y la torsión admisible ($1.2\Delta u_{MED}$) es despreciable por lo que la estructura cumple con el control de torsión.

NOTA: En todas las tablas presentadas anteriormente, cuando el control de torsión tiene un “ok” significa que no existe problemas de torsión, cuando tiene una “X” de

color negro significa que existe torsión pero la deriva fue calculada como la mayor diferencia de las deflexiones a lo largo de cualquiera de los extremos de la estructura, entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso en consideración, y aun así cumplió con la deriva máxima, por lo tanto no se considera que exista torsión, y cuando el control de torsión posee una “X” de color rojo significa que existen problemas de torsión, y la deriva fue calculada como la mayor diferencia de las deflexiones a lo largo de cualquiera de los extremos de la estructura, entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso en consideración, y no cumplió con la deriva máxima, por lo que sí existe torsión.

6.7. Diseño.

El diseño tanto en hormigón armado como en acero estructural se lo ha realizado con base en el método de los factores de carga y resistencia o más conocido como LRFD.

6.7.1. Estados de Carga.

Los estados de carga contemplados para el diseño son los establecidos en la norma ASCE 7-05:

1. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2 D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2 D + 1.6 W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$

$$6. \quad 0.9 D + 1.6 E + 1.6 H$$

$$7. \quad 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$$

En las combinaciones anteriores se incorporó el doble signo (+/-) en el caso sísmico.

Adicionalmente se consideró el efecto por sismo ortogonal y por componente vertical según se establece en ASCE 7-05.

Para el efecto ortogonal se aplicó el criterio de 100% en el sentido considerado más el 30% en el sentido perpendicular. **(Ver Sección 5.8 y 5.9 de esta tesis)**

La tabla de Combinaciones obtenida en el programa Robot es la siguiente:

Combinación/Componente	Definición
ELU/1	$1*1.40 + 2*1.40$
ELU/2	$1*1.20 + 2*1.20 + 3*1.60$
ELU/3	$1*1.20 + 2*1.20$
ELU/4	$1*1.20 + 2*1.20 + 3*0.50 + 5*1.00$
ELU/5	$1*1.20 + 2*1.20 + 3*0.50$
ELU/6	$1*1.20 + 2*1.20 + 5*1.00$
ELU/7	$1*1.20 + 2*1.20 + 3*0.50 + 6*1.00$
ELU/8	$1*1.20 + 2*1.20 + 6*1.00$
ELU/9	$1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*1.00 + 6*0.30$
ELU/10	$1*1.42 + 2*1.42 + 5*1.00 + 6*0.30$
ELU/11	$1*0.98 + 2*0.98 + 3*0.50 + 5*1.00 + 6*0.30$
ELU/12	$1*0.98 + 2*0.98 + 5*1.00 + 6*0.30$
ELU/13	$1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*0.30 + 6*1.00$
ELU/14	$1*1.42 + 2*1.42 + 5*0.30 + 6*1.00$
ELU/15	$1*0.98 + 2*0.98 + 3*0.50 + 5*0.30 + 6*1.00$
ELU/16	$1*0.98 + 2*0.98 + 5*0.30 + 6*1.00$
ELU/17	$1*1.20 + 2*1.20 + 3*0.50 + 5*-1.00$
ELU/18	$1*1.20 + 2*1.20 + 5*-1.00$
ELU/19	$1*1.20 + 2*1.20 + 3*0.50 + 6*-1.00$
ELU/20	$1*1.20 + 2*1.20 + 6*-1.00$
ELU/21	$1*0.98 + 2*0.98 + 3*0.50 + 5*-1.00 + 6*-0.30$
ELU/22	$1*0.98 + 2*0.98 + 5*-1.00 + 6*-0.30$
ELU/23	$1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*-1.00 + 6*-0.30$
ELU/24	$1*1.42 + 2*1.42 + 5*-1.00 + 6*-0.30$
ELU/25	$1*0.98 + 2*0.98 + 3*0.50 + 5*-0.30 + 6*-1.00$
ELU/26	$1*0.98 + 2*0.98 + 5*-0.30 + 6*-1.00$
ELU/27	$1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*-0.30 + 6*-1.00$
ELU/28	$1*1.42 + 2*1.42 + 5*-0.30 + 6*-1.00$
ELU/29	$1*0.90 + 2*0.90$
ELU/30	$1*0.90 + 2*0.90 + 5*1.00$
ELU/31	$1*0.90 + 2*0.90 + 6*1.00$
ELU/32	$1*1.12 + 2*1.12 + 5*1.00 + 6*0.30$
ELU/33	$1*0.68 + 2*0.68 + 5*1.00 + 6*0.30$
ELU/34	$1*1.12 + 2*1.12 + 5*0.30 + 6*1.00$
ELU/35	$1*0.68 + 2*0.68 + 5*0.30 + 6*1.00$
ELU/36	$1*0.90 + 2*0.90 + 5*-1.00$
ELU/37	$1*0.90 + 2*0.90 + 6*-1.00$
ELU/38	$1*0.68 + 2*0.68 + 5*-1.00 + 6*-0.30$
ELU/39	$1*1.12 + 2*1.12 + 5*-1.00 + 6*-0.30$
ELU/40	$1*0.68 + 2*0.68 + 5*-0.30 + 6*-1.00$
ELU/41	$1*1.12 + 2*1.12 + 5*-0.30 + 6*-1.00$
ELS/1	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00$
ELS/2	$1*1.00 + 2*1.00$

El significado de los números que antecede al signo de multiplicación en la columna de Definición se encuentra en la siguiente tabla:

1	Peso Propio
2	Carga Muerta
3	Carga Viva
5	Sismo Dirección X
6	Sismo Dirección Y

6.7.2. Diseño Estructural de Hormigón Armado

6.7.2.1. Cimentación.

6.7.2.1.1. Cimentación de Estructura de Hormigón Armado de 5 y 10 Pisos.

Para el diseño de la cimentación del edificio de Hormigón Armado de 5 y 10 pisos se tomaron las combinaciones del capítulo 2.3 y 2.4 del ASCE 7-05. El capítulo 2.4 presenta las combinaciones con las que se debe diseñar la planta de cimentación, es decir las combinaciones de servicio y el capítulo 2.3 presenta las combinaciones con las que se debe diseñar el peralte y el refuerzo del plinto.

A continuación se presentan las combinaciones de servicio y las combinaciones ultimas, en donde PP es el peso propio, CM es la carga muerta, CV es la carga viva, Ex es la carga sísmica en dirección “x” y Ey es la carga sísmica en la dirección “y”.

Combinaciones de Servicio:

- 1 $PP+CM+CV$
- 2 $CM+PP+0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 3 $CM+PP+0.7 (0.3Ex+Ey)$
- 4 $CM+PP-0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 5 $CM+PP-0.7 (0.3Ex+Ey)$
- 6 $CM+PP+0.525 (Ex+0.3Ey)+0.75CV$

- 7 $CM+PP+0.525 (0.3Ex+Ey)+0.75CV$
- 8 $CM+PP-0.525 (Ex+0.3Ey)+0.75CV$
- 9 $CM+PP-0.525 (0.3Ex+Ey)+0.75CV$
- 10 $0.6 (PP+CM)+0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 11 $0.6 (PP+CM)+0.7 (0.3Ex+Ey)$
- 12 $0.6 (PP+CM)-0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 13 $0.6 (PP+CM)-0.7 (0.3Ex+Ey)$

Combinaciones últimas:

- 1 $1.2PP+1.2CM+1.6CV$
- 2 $1.2PP+1.2CM+ (Ex+0.3Ey)+CV$
- 3 $1.2PP+1.2CM+ (0.3Ex+Ey)+CV$
- 4 $1.2PP+1.2CM- (Ex+0.3Ey)+CV$
- 5 $1.2PP+1.2CM- (0.3Ex+Ey) +CV$
- 6 $0.9PP+0.9CM+ (Ex+0.3Ey)$
- 7 $0.9PP+0.9CM+ (0.3Ex+Ey)$
- 8 $0.9PP+0.9CM- (Ex+0.3Ey)$
- 9 $0.9PP+0.9CM- (0.3Ex+Ey)$

De los resultados se obtiene la carga axial y momentos biaxiales en el eje “x” y el eje “y” tanto en condiciones de servicio como en condiciones ultimas. Con estos datos se ingresa a la hoja electrónica de Excel para el diseño de la cimentación.

En la estructura de hormigón de 5 y 10 pisos la cimentación se hará por medio de Plintos cuadrados y se está asumiendo que el q_{adm} del suelo es 1.80 Kg/cm^2 .

Los resultados que se presentan a continuación son del plinto del eje A5 del edificio de hormigón armado de 5 pisos, a este plinto llega una columna de 60x60 de dimensión.

PLINTOS RECTANGULARES

DATOS:

$f_y =$	4200	Kg/cm ²
$f'_c =$	210	Kg/cm ²
$q. adm =$	2.00	Kg/cm ²
$D_f =$	1.50	m
$\gamma_{suelo} =$	1.80	t/m ³
$\lambda =$	1	Peso Normal del Hormigon

COLUMNA:

Lado paralelo al eje x =	60	cm.
Lado paralelo al eje y =	60	cm.

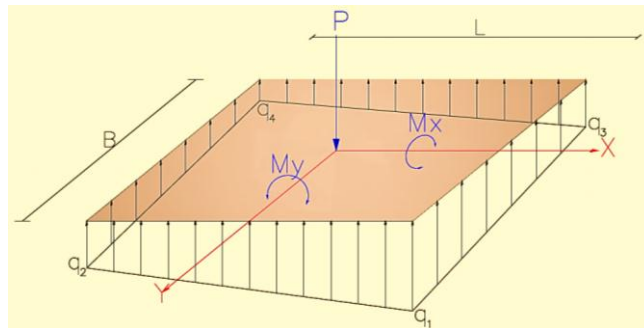
CARGAS:

	P (t)	Mx (t.m)	My (t.m)
Servicio	14.86	23.29	6.81
Ultima	98.39	35.72	12.59

Ps(incluye peso del plinto y del relleno)= 51.322 t

Pu(incluye peso del plinto y del relleno)= 134.852 t

1. Dimensionamiento de la planta (para condiciones de servicio)



$$q_{x,y} = \frac{P}{A_o} \left[1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right]$$

$$e_x = \frac{M_y}{P}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P}$$

$$e_x = \frac{6.81}{51.32}$$

$$e_y = \frac{23.29}{51.32}$$

$$e_x = 0.133 \text{ m}$$

$$e_y = 0.454 \text{ m}$$

B=	3.50	m
L=	3.50	m

$q_1(\text{t/m}^2)$	$q_2(\text{t/m}^2)$	$q_3(\text{t/m}^2)$	$q_4(\text{t/m}^2)$
8.11	6.28	1.86	0.03

2. Diseño del peralte (para condiciones últimas)

ACI 318S-08

11.11

15.7 $d_{min} = 15 \text{ cm}$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$e_x = 0.093 \text{ m}$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$e_y = 0.265 \text{ m}$

$q_{su1}(\text{t/m}^2)$	$q_{su2}(\text{t/m}^2)$	$q_{su3}(\text{t/m}^2)$	$q_{su4}(\text{t/m}^2)$
17.18	13.80	7.60	4.22

$q_{su \text{ promedio}} = 10.70 \text{ t/m}^2$

a. Corte unidireccional o de viga ancha: $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b d$

En dirección paralela a B

$d = 0.26 \text{ m}$

En dirección paralela a L

$d = 0.29 \text{ m}$

b. Corte bidireccional o de punzonamiento:

Eq. (11-31) $V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$

$d = 0.23 \text{ m}$

Eq. (11-32) $V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$ $\alpha_s = 40.00$

$d = 0.26 \text{ m}$

Eq. (11-33) $V_c = 1.06 \lambda \sqrt{f'c} b_o d$

$d = 0.31 \text{ m}$

Peralte = 31.00 cm

$H = d + 1.5\Phi + r$

$r = 7.5 \text{ cm}$

Se asume varillas $\Phi 20\text{mm}$

$H = 31 + 1.5 \times 2 + 7.5$

$H = 41.5 \text{ cm}$

Se propone $H = 40.00 \text{ cm}$

$d1 = 40 - 1.50 \times 2 - 7.5 = 29.50 \text{ cm}$

$d2 = 40 - 2/2 - 7.5 = 31.50 \text{ cm}$

3. Diseño del refuerzo

En dirección paralela a L

$$d = 29.50 \text{ cm}$$

15.4.2 Sección Crítica para Momento está en la cara de la columna

$$m = 1.48 \text{ m}$$

$$M_u = 46.04 \text{ T-m}$$

$$\text{Área de acero requerido } A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{0.9 b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_s = 43.54 \text{ cm}^2$$

15.10.4 Área de acero mínima

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = 18.85 \text{ cm}^2$$

Acero requerido = 43.54 cm²

$$\psi_t = 1$$

Long. desarrollada provista = 140.00 cm.

$$\psi_e = 1$$

LONGITUDES DE DESARROLLO				ARREGLO DE LA ARMADURA				
Φ	ACI 318S-08			#	SEP.NEC.	As.Prov.	As.Req.	7.12.2.2
	12.2.3	12.2.1	Id					SEP.MAX.
(mm)	Id(cm)	Id(min)	necesaria		(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)
8	21.50	30.00	30.00	87	3.94	43.73	43.54	45
12	31.80	30.00	31.80	39	8.92	44.11	43.54	45
14	37.10	30.00	37.10	29	12.09	44.64	43.54	45
16	42.40	30.00	42.40	22	16.11	44.23	43.54	45
18	47.70	30.00	47.70	18	19.89	45.80	43.54	45
20	66.25	30.00	66.25	14	26.00	43.98	43.54	45
22	72.87	30.00	72.87	12	30.71	45.62	43.54	45
25	82.81	30.00	82.81	9	42.19	44.18	43.54	45
28	92.74	30.00	92.74	8	48.17	49.26	43.54	45
30	99.37	30.00	99.37	7	56.17	49.48	43.54	45
32	105.99	30.00	105.99	6	67.36	48.25	43.54	45

NO CUMPLE

NO CUMPLE

NO CUMPLE

De la tabla anterior se escoge el diámetro de la varilla que se considere mejor para nuestra cimentación y con eso la cimentación está diseñada, en este caso se escogió 22Φ16 cada 15 cm.

Las dimensiones de todos los plintos y sus respectivas armaduras se presentan en

los planos estructurales “**H.A. 5 CIMENTACION**”.

6.7.2.1.2. Cimentación de Estructura de Hormigón Armado de 15 Pisos.

Para el diseño de la cimentación del edificio de Hormigón Armado de 15 pisos se tomaron las combinaciones del capítulo 2.3 y 2.4 del ASCE 7-05. El capítulo 2.4 presenta las combinaciones de servicio las cuales servirán para diseñar la planta de la cimentación y el capítulo 2.3 presenta las combinaciones últimas con las que se debe diseñar el peralte y la cuantía refuerzo en el plinto.

Esta estructura posee 2 subsuelos, por lo que los efectos sísmicos no van a ser los críticos, por lo tanto la cimentación se la realizara sin incluir las combinaciones que posean fuerzas sísmicas en sus componentes.

A continuación se presentan las combinaciones de servicio y las combinaciones ultimas, en donde PP es el peso propio, CM es la carga muerta, CV es la carga viva.

Combinaciones de Servicio (comb1):

$$1 \quad PP+CM+CV$$

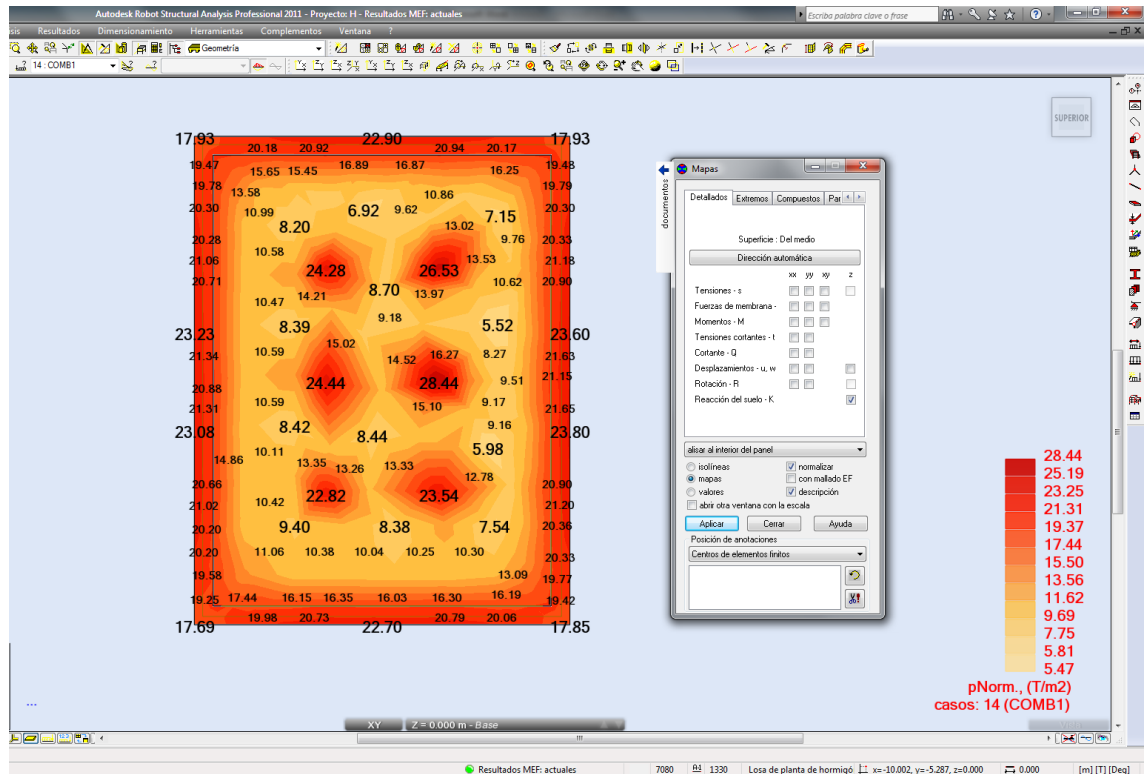
Combinaciones últimas (comb2):

$$2 \quad 1.2PP+1.2CM+1.6CV$$

La cimentación se hará por medio de una losa de cimentación con vigas en ambos sentidos y se está asumiendo que el q_{adm} del suelo es 2 Kg/cm^2 .

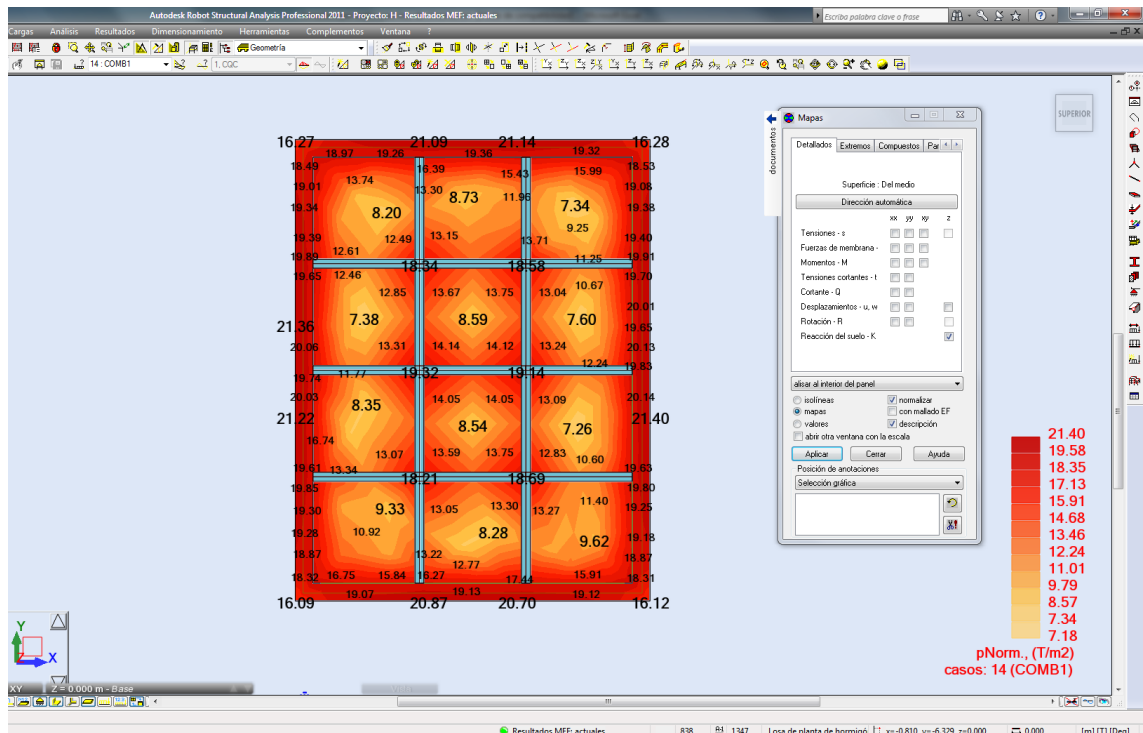
El modelo del edificio de 15 pisos está sometido a cargas muertas y vivas para obtener las reacciones en la cimentación. Como primer paso a este modelo se le

genero una losa de cimentación y cómo podemos observar en el gráfico de resultados, la reacción del suelo se sobrepasa del q_{adm} ya que los esfuerzos están concentrados puntualmente en la zona de unión losa – columna.



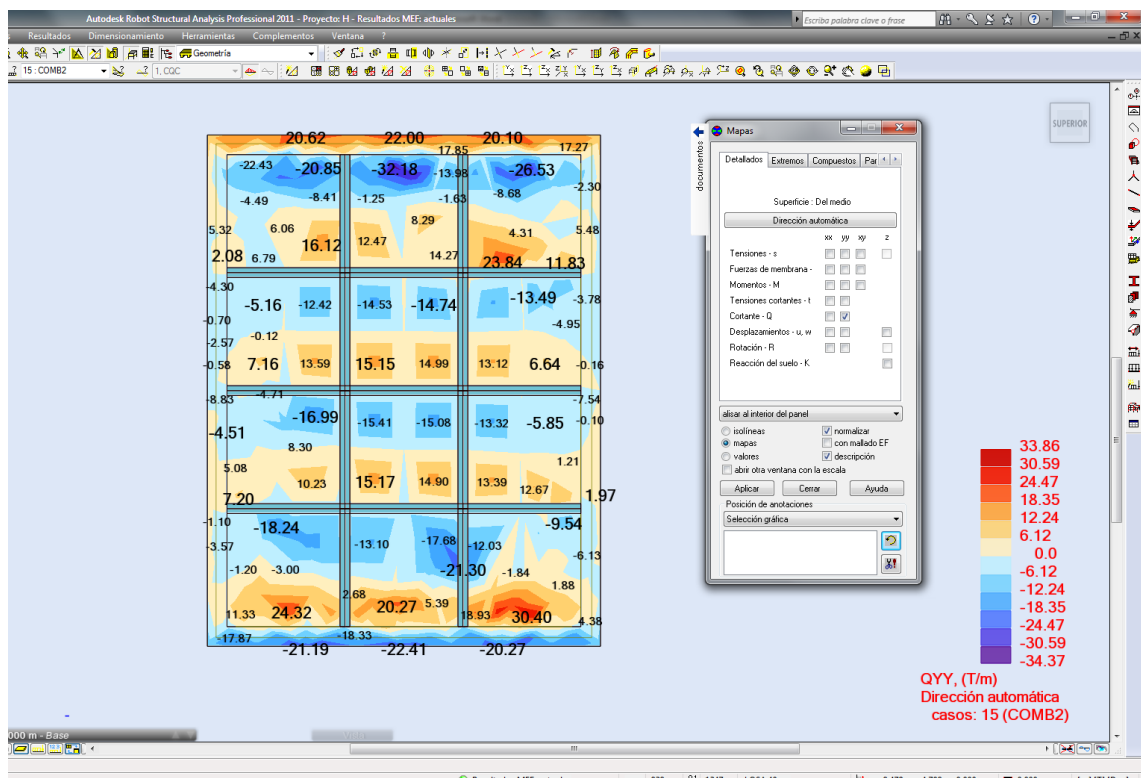
Para evitar esto se colocaron vigas en ambos sentidos de la losa para distribuir de una manera eficaz los momentos y que no se presenten esfuerzos puntuales.

A continuación se muestran las reacciones de la losa de cimentación con vigas en cada sector de la misma cuando se aplica la combinación de servicio (comb1) para el diseño de la planta de cimentación, como sabemos estas reacciones no deberán ser mayores a 20 T/m², en caso de que las reacciones sean mayores se deberá agrandar la losa de cimentación hasta llegar a 20 T/m²



Vemos que esta distribución es mucho más uniforme gracias a la implementación de las vigas de cimentación y que el q_{adm} , es menor que 20 T/m².

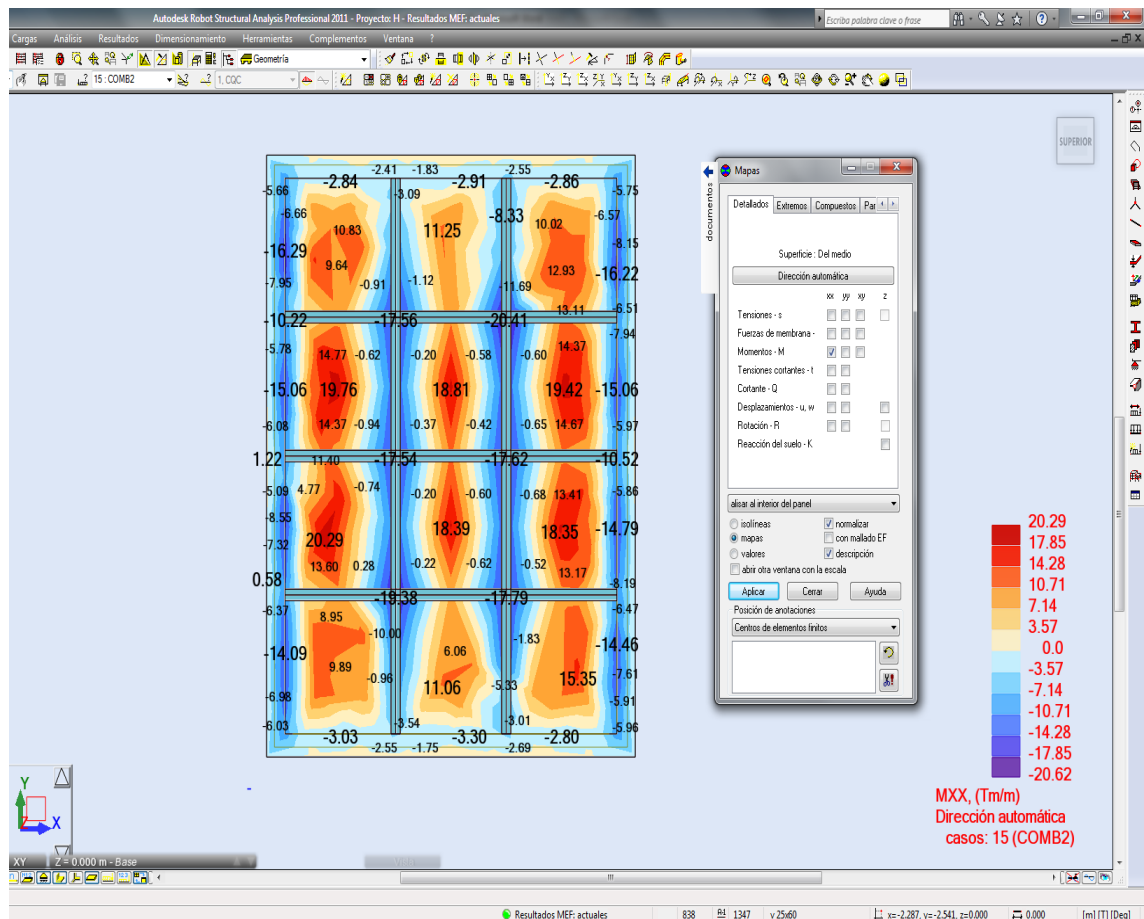
Una vez diseñada la planta de cimentación se procede a diseñar el peralte necesario para evitar el corte de la losa de cimentación, para se obtiene la reacción del corte en la losa de cimentación usando la combinación última (comb2) en cada dirección como muestra el siguiente gráfico:

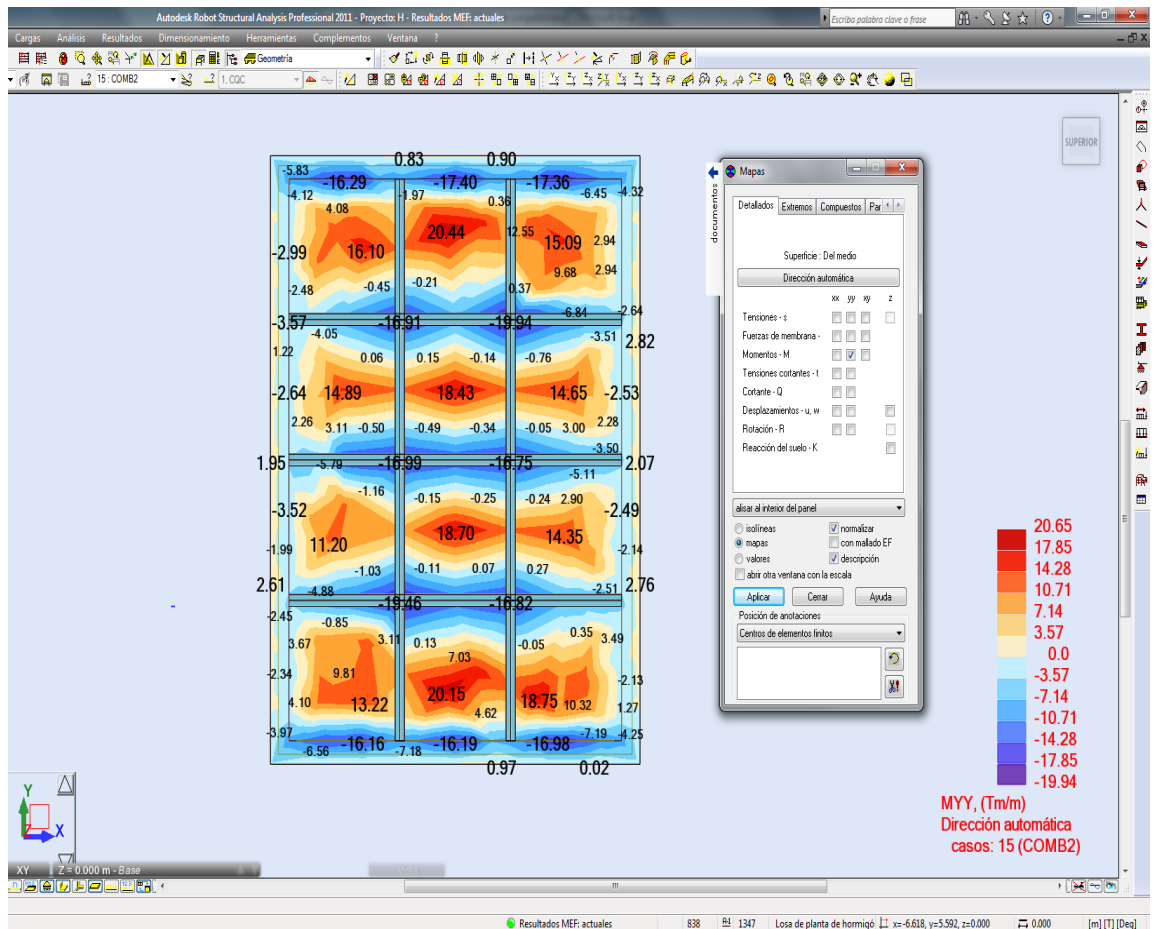


160

de losa, de aquí podemos obtener el peralte necesario para la losa de cimentación que en este caso sería de 40cm, ya que con este espesor el corte resistente es de 24.17 T.

Una vez obtenida la planta de la cimentación y el peralte de la misma se procede a calcular la armadura necesaria para soportar los momentos actuantes en la losa de cimentación, para lo cual debemos observar el diagrama de momentos actuantes en ambos sentidos de losa con la combinación ultima (comb2).

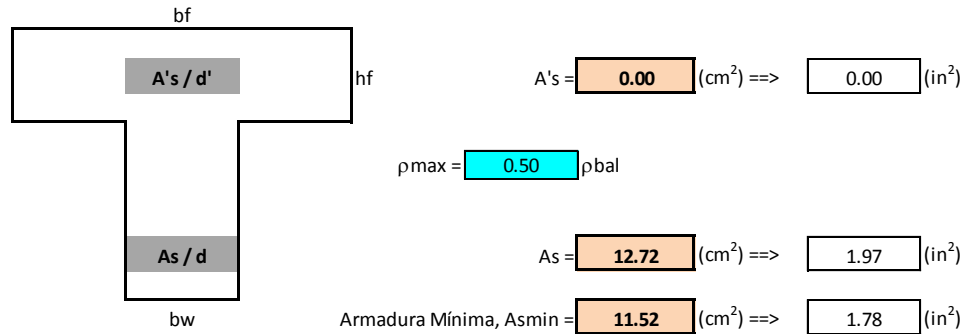




Para colocar la armadura a la losa de cimentación primero se procede a colocar la armadura mínima calculada a continuación:

DISEÑO A FLEXIÓN SEGÚN ACI 318-08

Resistencia del Hormigón, f'_c	350.00 (Kg/cm ²)	=>	34.32 (MPa)	4.98 (ksi)
Fluencia del Acero, f_y	4,200.00 (Kg/cm ²)	=>	411.88 (MPa)	59.74 (ksi)



Ancho del Ala, bf	100.00	(cm)	=>	39.37	(in)		
Altura del Ala, hf	0.00	(cm)	=>	0.00	(in)		
Ancho del Alma, bw	100.00	(cm)	=>	39.37	(in)		
Altura Efectiva, d	32.50	(cm)	=>	12.80	(in)		
Altura Efectiva, d'	7.50	(cm)	=>	2.95	(in)		
Momento Ultimo Actuante, Mu	15.20	(t.m)	=>	149.06	(kN.m)	1,319.30	(Kip.in)

Se observa que la armadura mínima que se debe colocar es de 11.52 cm² por cada metro de losa, entonces debemos buscar un arreglo de varillas que sea mayor o coincida con el mínimo, a continuación se observa cuáles son los posibles arreglos que se pueden dar con diferentes varillas colocadas a diferentes espaciamientos:

	ESPACIAMIENTO COLOCADO (cm)																			As (cm2)
Ø (mm)	5.00	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50	20.00	22.50	25.00	27.50	30.00	32.50	35.00	37.50	40.00	42.50	45.00	47.50	50.00	Una varilla
8	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55	1.44	1.34	1.26	1.18	1.12	1.06	1.01	0.503
10	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42	2.24	2.09	1.96	1.85	1.75	1.65	1.57	0.785
12	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48	3.23	3.02	2.83	2.66	2.51	2.38	2.26	1.131
14	30.79	20.53	15.39	12.32	10.26	8.80	7.70	6.84	6.16	5.60	5.13	4.74	4.40	4.11	3.85	3.62	3.42	3.24	3.08	1.539
16	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19	5.74	5.36	5.03	4.73	4.47	4.23	4.02	2.011
18	50.89	33.93	25.45	20.36	16.96	14.54	12.72	11.31	10.18	9.25	8.48	7.83	7.27	6.79	6.36	5.99	5.65	5.36	5.09	2.545
20	62.83	41.89	31.42	25.13	20.94	17.95	15.71	13.96	12.57	11.42	10.47	9.67	8.98	8.38	7.85	7.39	6.98	6.61	6.28	3.142
22	76.03	50.68	38.01	30.41	25.34	21.72	19.01	16.89	15.21	13.82	12.67	11.70	10.86	10.14	9.50	8.94	8.45	8.00	7.60	3.801
25	98.17	65.45	49.09	39.27	32.72	28.05	24.54	21.82	19.63	17.85	16.36	15.10	14.02	13.09	12.27	11.55	10.91	10.33	9.82	4.909
28	123.15	82.10	61.58	49.26	41.05	35.19	30.79	27.37	24.63	22.39	20.53	18.95	17.59	16.42	15.39	14.49	13.68	12.96	12.32	6.158
32	160.85	107.23	80.42	64.34	53.62	45.96	40.21	35.74	32.17	29.25	26.81	24.75	22.98	21.45	20.11	18.92	17.87	16.93	16.08	8.042

Se observa que el mejor arreglo de varillas es colocar $\phi 18 @ 20 \text{ cm}$ que es igual a colocar 12.72 cm² por metro de losa, con esta cuantía de acero el momento que se alcanza a cubrir es de 15.2 Tm por metro de losa, sin embargo se observa que

existen zonas en las cuales el momento es superior a este valor por lo cual en esos sectores será necesario colocar varillas adicionales hasta alcanzar esos valores.

En las zonas críticas el momento fluctúa entre 18.30 Tm/m y 20.50 Tm/m por lo que se tomara el mayor momento y el armado necesario para ese momento será colocado en todas las zonas críticas, para un momento de 20.50 Tm/m es necesario una cuantía de 17.34 cm²/m sin embargo a este valor se le debe restar el armado mínimo que ya está colocado que es de 12.72 cm²/m, por lo tanto se debe colocar una cuantía adicional de 17.34-12.72= **4.62** cm²/m, el arreglo de varillas más cercano sería **ϕ 8 @ 10 cm** que es igual a colocar 5.03 cm²/m

Cabe aclarar que el armado calculado anteriormente es igual en ambos sentidos (x, y) por la semejanza de los momentos, además el armado positivo y negativo será igual, excepto que la armadura adicional se la colocara en el momento positivo que es donde se la requiere. Ver plano estructural **“H.A. 15 CIMENTACION”**.

Las vigas de cimentación se las diseña de la misma manera que en la sección 6.7.2.3, de la presente tesis donde se explica paso a paso el procedimiento.

Las dimensiones y armaduras de las vigas de cimentación se encuentran el plano estructural **“H.A. 15 VIGAS DE CIMENTACION”**.

6.7.2.2. Columnas

El procedimiento de cálculo para el diseño de las columnas de Hormigón armado será el mismo para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de una columna de la estructura de 5 pisos.

Par empezar el diseño de la columna se debe cumplir la siguiente ecuación:

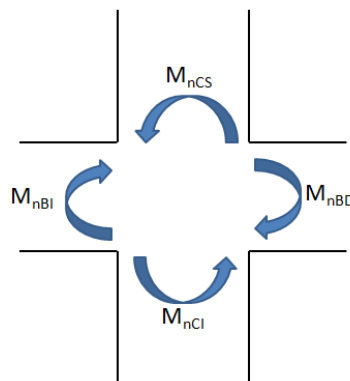
$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ = Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección del sismo y que conduzca al valor más bajo de resistencia a flexión.

$\sum M_{nb}$ = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

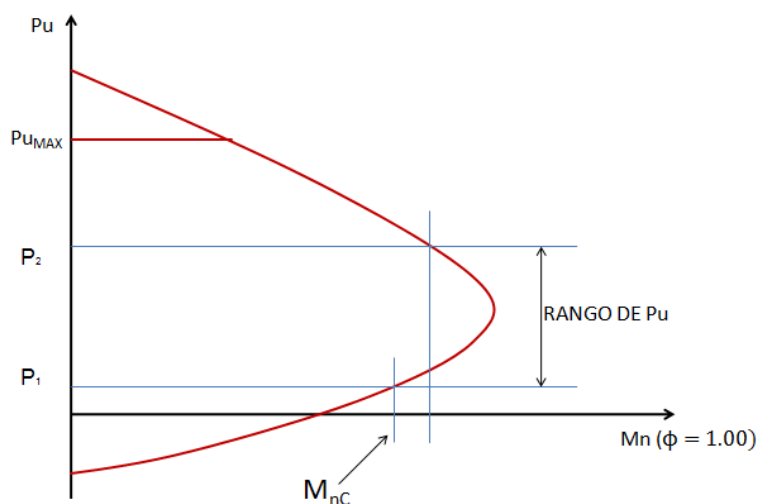
El propósito de la ecuación anterior es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se consideren como parte del sistema resistente ante fuerzas sísmicas. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. Las columnas débiles pueden producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.



A continuación se calcula M_{nBI} y M_{nBD} de las vigas que están en los ejes BC3 y CD3 del plano estructural **“H.A. 5 VIGAS”**, cuya armadura superior e inferior es $A_s=4\Phi16$, por lo tanto el $M_{nBI} = M_{nBD} = 14.14$ (T-m)

Luego se procede a calcular M_{nCI} y M_{nCS} de la columna que se encuentra en el eje

C3 del mismo plano, para eso se obtiene los estados de carga del análisis en el computador y se ve el rango en el que está trabajando la columna. En este rango se escoge el menor momento resistente de la columna (M_{nC}).



$$P2 = 198.25 \text{ (T)}$$

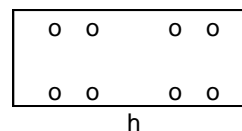
$$P1 = 75.45 \text{ (T)}$$

DIAGRAMA DE INTERACCION DE SECCIONES RECTANGULARES

ACI 318-08

f_c (Kg/cm ²)	210.00
f_y (Kg/cm ²)	4,200.00
h (cm)	60.00
b (cm)	60.00

Sentido del diagrama > b



Número capas acero (<=50)	5
Diámetro acero longit (mm)	18
Diámetro del estribo (mm)	10
Recubrimiento al estribo (cm)	4.00

Número varillas en capas extremas	5
-----------------------------------	---

DIAGRAMA DE INTERACCION DE SECCIONES RECTANGULARES

C (cm)	Pn (t)	Mn (t.m)	Fhi	Pu (t)	Mu (t.m)
7.00	-43.87	32.50	0.90	-39.49	29.25
8.42	-19.86	38.20	0.90	-17.88	34.38
9.84	0.95	42.98	0.90	0.86	38.68
11.26	22.66	47.47	0.90	20.39	42.72
12.68	45.73	51.80	0.90	41.15	46.62
14.11	66.75	55.63	0.90	60.08	50.06
15.53	86.30	59.03	0.90	77.67	53.13
16.95	104.74	62.09	0.90	94.26	55.88
18.37	123.07	64.73	0.90	110.76	58.26
19.79	142.42	66.92	0.90	128.18	60.23
21.21	160.42	68.77	0.87	139.19	59.67
22.63	177.77	70.44	0.83	147.13	58.30
24.05	194.61	71.93	0.79	154.19	56.99
25.47	212.12	73.12	0.76	161.41	55.64
26.89	230.87	73.93	0.73	169.20	54.18
28.32	249.04	74.61	0.71	176.23	52.79
29.74	266.70	75.14	0.68	182.64	51.46
31.16	283.03	75.54	0.66	187.95	50.16
32.58	301.89	75.30	0.65	196.23	48.95
34.00	323.83	74.11	0.65	210.49	48.17

Por lo tanto $M_{nCI} = M_{nCS} = 59.03$ (T-m)

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

$$(59.03 + 59.03) \geq 1.2 * (14.14 + 14.14)$$

$$118.06 \geq 33.94 \quad \text{Ok}$$

Por lo tanto se asegura que se generará la rótula plástica en la viga y no en la columna.

Para el diseño de la armadura longitudinal y transversal se hará el siguiente procedimiento:

Se obtiene de programa Robot las columnas que se encuentran con los máximos esfuerzos, es decir la carga axial y el momento en ambos sentidos.

	FX (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	201.71	36.09	37.06
Barra	10	2	3
Nudo	19	3	5
Caso	ELU/2	ELU/23	ELU/11
Modo			
MIN	-25.44	-36.00	-36.94
Barra	10	2	13
Nudo	19	3	25
Caso	16 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	ELU/17
Modo			

La barra 10 que representa una columna de 60x60 es la que tiene un valor máximo de fuerza axial, a esta columna le corresponde los valores de momentos biaxiales dados por los estados de carga mostrados abajo.

Barra/Nudo/Caso	FX (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)	Definición
10/ 19/ ELU/2	201.71>>	0.10	-0.04	1*1.20 + 2*1.20 + 3*1.60
10/ 20/ ELU/33	76.63<<	1.79	-0.30	1*0.68 + 2*0.68 + 5*-1.00 + 6*-0.30
10/ 19/ ELU/23	184.94	20.23>>	-6.09	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*-1.00 + 6*-0.30
10/ 19/ ELU/30	83.16	-20.10<<	6.04	1*0.68 + 2*0.68 + 5*1.00 + 6*0.30
10/ 19/ ELU/27	107.00	0.04	20.12>>	1*0.90 + 2*0.90 + 6*1.00
10/ 19/ ELU/17	161.09	0.09	-20.18<<	1*1.20 + 2*1.20 + 3*0.50 + 6*-1.00

Con estos valores se analiza la resistencia de la columna, para empezar se coloca el armado mínimo del 0.01Ag (Ag=Área bruta de la columna) y si la columna no resiste los esfuerzos máximos se incrementa el porcentaje de armadura máximo hasta el 0.06Ag que permite la norma. Si la columna sobrepasa el 0.03Ag de armadura es recomendable modificar la sección puesto que con un mayor armado puede provocar congestión de armadura en los nudos.

A continuación se presenta los resultados de los esfuerzos que soporta la columna de 60x60:

ANALISIS DE COLUMNAS BIAXIALES

f'c (Kg/cm2)	210.00	β_1	0.85
fy (Kg/cm2)	4,200.00	Diámetro de varillas (mm)	18
Dimensión mayor,h (cm)	60.00	# de capas en sentido mayor (<30)	5
Dimensión menor,b (cm)	60.00	# de capas en sentido menor (<30)	5
Recubrimiento al estribo (cm)	4.00	Diámetro del estribo (mm)	10
Area de hormigón (cm2)	3,600.00	# total de varillas	16
Area de acero (cm2)	40.72	ρ (%)	1.13
0.10 f'c Ag (t)	75.60		
Pu max (t)	419.29		

CAPA	SENTIDO MAYOR		SENTIDO MENOR	
	d (cm)	As (cm2)	d (cm)	As (cm2)
1	5.90	12.72	5.90	12.72
2	17.95	5.09	17.95	5.09
3	30.00	5.09	30.00	5.09
4	42.05	5.09	42.05	5.09
5	54.10	12.72	54.10	12.72
6	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00

ESPACIAMIENTO (cm)
CENTRO A CENTRO
SENTIDO MAYOR SENTIDO MENOR
12.05 12.05

ESPACIAMIENTO (cm)
LIBRE
SENTIDO MAYOR SENTIDO MENOR
10.25 10.25

Cbal h (cm) 32.08

Cbal b (cm) 32.08

Pubal h (t) 191.13

Pubal b (t) 191.13

COLUMNA					
f'c (Kg/cm ²)	210.00			h(cm)	60.00
f _y (Kg/cm ²)	4,200.00	ρ (%)	1.13	b(cm)	60.00
Capas en h = 5	Sep. libre en h (cm)	10.25	Diámetro de varillas (mm)	18	
Capas en b = 5	Sep. libre en b (cm)	10.25	Número de varillas	16	

Pu (ton) 75.00		Pu (ton) 100.00		Pu (ton) 124.00		Pu (ton) 149.00		Pu (ton) 173.00	
Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub
0.00	52.64	0.00	56.85	0.00	59.74	0.00	58.00	0.00	53.49
6.58	48.03	7.11	51.74	7.47	54.26	7.25	52.61	6.69	48.47
13.16	43.42	14.21	46.62	14.93	48.78	14.50	47.21	13.37	43.46
19.74	38.81	21.32	41.51	22.40	43.29	21.75	41.82	20.06	38.45
26.32	34.20	28.43	36.39	29.87	37.81	29.00	36.42	26.74	33.44
32.90	28.17	35.53	29.62	37.34	30.52	36.25	29.23	33.43	26.76
39.48	18.78	42.64	19.75	44.80	20.35	43.50	19.48	40.11	17.84
46.06	9.39	49.75	9.87	52.27	10.17	50.75	9.74	46.80	8.92
52.64	0.00	56.85	0.00	59.74	0.00	58.00	0.00	53.49	0.00
Pu (ton) 198.00		Pu (ton) 222.00		Pu (ton) 247.00		Pu (ton) 271.00		Pu (ton) 296.00	
Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub
0.00	48.83	0.00	47.51	0.00	45.89	0.00	44.11	0.00	41.94
6.10	44.29	5.94	43.20	5.74	41.83	5.51	40.30	5.24	38.41
12.21	39.75	11.88	38.89	11.47	37.77	11.03	36.49	10.49	34.88
18.31	35.21	17.82	34.57	17.21	33.71	16.54	32.68	15.73	31.35
24.42	30.67	23.75	30.26	22.94	29.64	22.05	28.87	20.97	27.82
30.52	24.62	29.69	24.54	28.68	24.31	27.57	23.94	26.21	23.35
36.63	16.41	35.63	16.36	34.42	16.20	33.08	15.96	31.46	15.57
42.73	8.21	41.57	8.18	40.15	8.10	38.59	7.98	36.70	7.78
48.83	0.00	47.51	0.00	45.89	0.00	44.11	0.00	41.94	0.00
Pu (ton) 321.00		Pu (ton) 345.00		Pu (ton) 370.00		Pu (ton) 394.00		Pu (ton) 419.00	
Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub	Muh	Mub
0.00	39.32	0.00	36.37	0.00	32.93	0.00	29.07	0.00	24.27
4.92	36.09	4.55	33.46	4.12	30.37	3.63	26.85	3.03	22.47
9.83	32.87	9.09	30.55	8.23	27.80	7.27	24.64	6.07	20.68
14.75	29.64	13.64	27.64	12.35	25.23	10.90	22.43	9.10	18.88
19.66	26.41	18.19	24.72	16.47	22.66	14.53	20.22	12.14	17.08
24.58	22.46	22.73	21.30	20.58	19.79	18.17	17.91	15.17	15.28
29.49	14.97	27.28	14.20	24.70	13.19	21.80	11.94	18.20	10.23
34.41	7.49	31.82	7.10	28.82	6.60	25.43	5.97	21.24	5.12
39.32	0.00	36.37	0.00	32.93	0.00	29.07	0.00	24.27	0.00

Para el detallamiento de un pórtico especial resistente a momento se va a utilizar el código ACI 318-08 Capítulo 21.

A continuación se presenta el detallamiento sismo resistente de las columnas de 60x60.

ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXO-COMPRESION (COLUMNAS) EN PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO

DATOS:

f'_c =	210	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²
P_u =	201.71	T (Dato del Robot)
r =	4	cm
ϕ estribos =	10	mm
ϕ long =	18	mm
Altura Libre=	2.6	m
C1=	60	cm
C2=	60	cm
Numero de Capas en C1=	5	
Numero de Capas en C2=	5	
h_x =	35.00	Maximo 35cm <i>ACI 318S-08 21.6.4.2</i>

1. Condiciones que tienen que cumplir las Columnas

ACI 318S-08

21.6.1

$P_u > 0$	$0.10 A_g f'_c =$	75.60	T
$P_u =$	201.71	T	OK

1.6.1.1.

$b \geq 30$ cm	
$b =$	60 m OK

1.6.1.2.

$b/h \geq 0.4$	
$b/h =$	1 OK

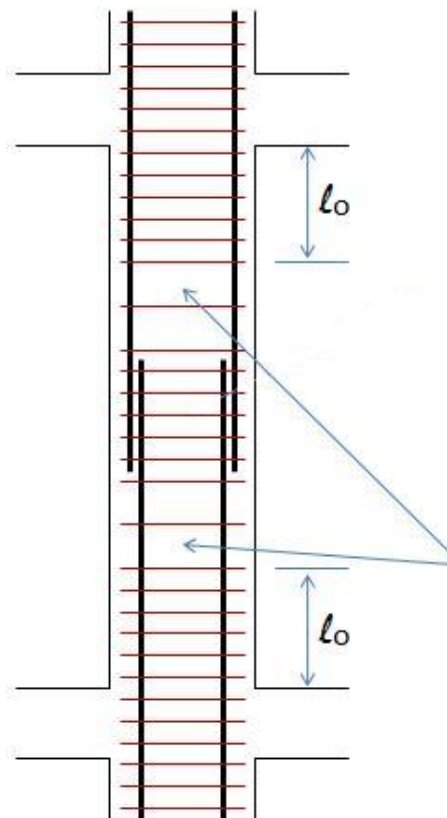
2. Refuerzo Transversal

ACI 318S-08

21.6.4

$$l_o \geq \begin{cases} \text{MAYOR ENTRE C1 Y C2} = & 60 \text{ cm} \\ \text{LUZ LIBRE/6} = & 43.33 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} = & 45 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow l_o = 60 \text{ cm}$$

l_o colocado= 60 cm



TRASLAPES A TENSIÓN CONFINADOS SEGÚN 21.6.4.2 Y 21.6.4.3
DENTRO DE LA MITAD CENTRAL DE LA COLUMNA

$$S_{MAX} \text{ PARA } l_o, \begin{cases} 0.25(\text{MENOR ENTRE C1 Y C2}) = & 15 \text{ cm} \\ 6\phi \text{ long} = & 11 \text{ cm} \\ S_o = & 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{MAX} = 10 \text{ cm} \quad \downarrow \quad 10 \text{ cm} \leq S_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \leq 15 \text{ cm}$$

S colocado= 10 cm

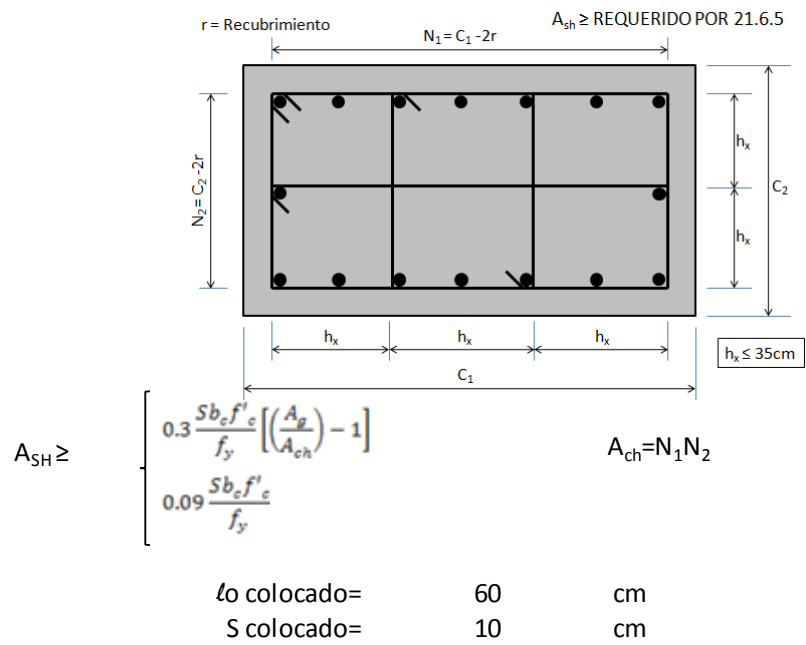
$$S \leq \begin{cases} 6\phi \text{ long} = & 10.8 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 10.8 \text{ cm}$$

S colocado= 10 cm

3. Refuerzo Transversal en la zona ℓ_o

ACI 318S-08 21.6.4.4.



	bc (cm)	Ach (cm ²)	S Colocado (cm)	Ash1 (cm ²)	Ash2 (cm ²)	Ash (cm ²)	Numero de Ramas	Ash Provisto (cm ²)
Perpendicular a c1	52.00	2704.00	10.00	2.58	2.34	2.58	4	3.14
Perpendicular a c2	52.00	2704.00	10.00	2.58	2.34	2.58	4	3.14

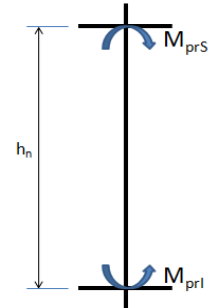
3. Cortante Ultimo para diseño

ACI 318S-08 21.6.5.

a) Momentos Resistentes de Columna Pu - Mn ($\phi = 1$, $f_y = 1.25 f_y$)

Pu Limite Minimo (t) 37.80

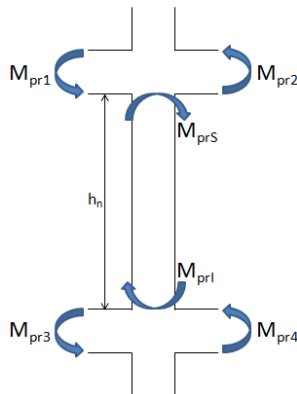
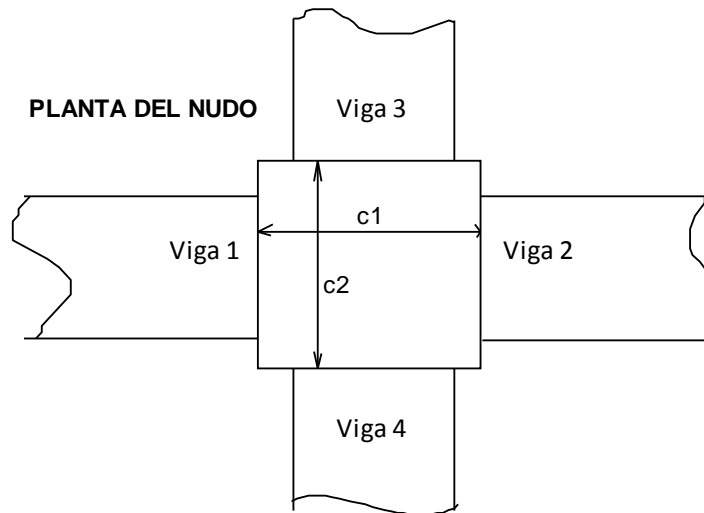
$$V_s = \frac{M_{prS} + M_{prI}}{h_n}$$



Sentido de c1		
P última actuante (t)	Mpr Superior (t.m)	Mpr Inferior (t.m)
165.35	80.23	80.23
Ve (t)	61.72	

Sentido de c2		
P última actuante (t)	Mpr Superior (t.m)	Mpr Inferior (t.m)
165.35	80.23	80.23
Ve (t)	61.72	

b) Momentos Resistentes de las Vigas que Llegan a los Nudos



$$M_{prS} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2}$$

$$V_s = \frac{M_{prS} + M_{prI}}{h_n}$$

$$M_{prI} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{2}$$

Viga #	Ancho bv (cm)	Altura hv (cm)
1	40.00	50.00
2	40.00	50.00
3	40.00	50.00
4	40.00	50.00

Recubrimiento en Vigas (cm)	4.00
Diametro del Estribo en Vigas (mm)	10.00

Nota.- La Capa 1 es la más extrema

Viga 1-2		Armadura Inferior			Armadura Superior			di (cm)	ds (cm)
		Nro.	ϕ (mm)	As (cm ²)	Nro.	ϕ (mm)	As (cm ²)		
Capa 1		4	18	10.18	4	18	10.18		
Capa 2				0.00			0.00	44.10	
Capa 3				0.00			0.00	44.10	
				10.18					

Viga 3-4		Armadura Inferior			Armadura Superior			di (cm)	ds (cm)
		Nro.	ϕ (mm)	As (cm ²)	Nro.	ϕ (mm)	As (cm ²)		
Capa 1		4	18	10.18	4	18	10.18		
Capa 2				0.00			0.00	44.10	
Capa 3				0.00			0.00	44.10	
				10.18					

	M1 (t.m)	M2 (t.m)
Viga 1	21.57	21.57
Viga 2	21.57	21.57

	M1 (t.m)	M2 (t.m)
Viga 3	21.57	21.57
Viga 4	21.57	21.57

Sentido de c1		
	Mpr Superior (t.m)	Mpr Inferior (t.m)
	21.57	21.57
Ve (t)	16.59	

Sentido de c2		
	Mpr Superior (t.m)	Mpr Inferior (t.m)
	21.57	21.57
Ve (t)	16.59	

Ve de Diseño (T)= 16.59

Ve de Diseño (T)= 16.59

c) Cortante y Carga del Análisis Estructural

Sentido de c1	
Ve (t)	7.35

Sentido de c2	
Ve (t)	7.35

Ve de Diseño (T) 16.59

Ve de Diseño (T) 16.59

ESTRIBOS NECESARIOS EN TODA LA ALTURA

S Colocado **10.00** (cm)

Perpendicular a c1		
ϕ . Vc	0.00	(t)
Vu	16.59	(t)

Perpendicular a c2		
ϕ . Vc	0.00	(t)
Vu	16.59	(t)

Av Necesario	0.97	(cm ²)
Ramas Neces.	2	
Av Provisto	1.57	(cm ²)
Ok		

Av Necesario	0.97	(cm ²)
Ramas Neces.	2	
Av Provisto	1.57	(cm ²)
Ok		

La dimensión, el armado y los detalles de las columnas de las edificaciones de 5,10 y 15 pisos se encuentran en los planos estructurales “H.A. 5 COLUMNAS”, “H.A. 10 COLUMNAS” y “H.A. 15 COLUMNAS”.

6.7.2.3. Vigas.

El procedimiento de cálculo para el diseño de las vigas de Hormigón armado será el mismo para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de las vigas de la estructura de 5 pisos, para ello se selecciona la planta crítica es decir la planta en la cual las vigas están más esforzadas, como se puede observar en el gráfico es la planta del segundo nivel.



Se calculará la armadura mínima para las vigas que componen la estructura, esto se realiza mediante un análisis de conformidad con el ACI 318-08, cabe aclarar que para cada sección de la viga corresponde un diferente análisis.

A continuación se obtiene la armadura mínima para las vigas de 40x50 mediante la ayuda de una hoja electrónica que programa todas las formulas requeridas de acuerdo al código.

ANALISIS DE VIGAS RECTANGULARES O T

ANALISIS DE CONFORMIDAD CON ACI-318-08

SE CONSIDERA TENSION EN ARMADURA INFERIOR

LAS CAPAS DE REFUERZO SE NUMERAN DESDE EL EXTREMO HACIA EL CENTRO DE LA VIGA

f'_c (Kg/cm ²)	210.00
f_y (Kg/cm ²)	4200.00

Recub (cm)	4.00
Estrib (mm)	10.00

H tot (cm)	50.00
bw (cm)	40.00
bf > bw (cm)	
hf (cm)	

Ductilidad (3/4 - 1/2 - 3/8)	0.500
------------------------------	-------

ARMAD. INFERIOR (mm)	1 era capa Núm. Var	2 da capa Núm. Var	3 era capa Núm. Var	ARMAD. SUPERIOR (mm)	1 era capa Núm. Var	2 da capa Núm. Var	3 era capa Núm. Var
8				8			
10				10			
12				12			
14				14			
16	3			16	3		
18				18			
20				20			
22				22			
25				25			
28				28			
32				32			

As tot (cm ²)	6.03
d (cm)	44.20
ρ	0.00341

A's tot (cm ²)	6.03
d' (cm)	5.80
ρ'	0.00341

Mu res (tm)	9.76
As/Asmax	0.24

As min (cm ²)	5.94
---------------------------	------

Armatura máxima permitida (cm ²)	44.20
Armatura máxima recomendada (cm ²)	26.52

Ductilidad de Curvatura ϕ_u/ϕ_y **13.09**

CONTROL DE ERRORES

Espaciamiento libre de refuerzo inferior (cm)	12.60	Mínimo 2.50cm - Recomendable 4.00cm
Espaciamiento libre de refuerzo superior (cm)	12.60	

Armatura mínima inferior	OK
Armatura mínima superior	OK

Armatura máxima inferior	OK
--------------------------	-----------

Espaciamiento colocado c/c armadura Inferior, s (cm)	14.20	OK
Espaciamiento máximo c/c armadura Inferior, s (cm)	25.50	

Por lo tanto la armadura mínima de la viga de 40x50 es de 3 Φ 16 (6.03 cm²) en la capa superior e inferior, con la cual el área de refuerzo esta sobre el mínimo (5.94 cm²). Esta viga tiene la capacidad de resistir un momento de 9.76(T-m).

Mediante el procedimiento anterior se obtiene que la armadura mínima de la viga de 40x60 es de 3Φ18 (7.63 cm²) en la capa superior e inferior, con la cual el área de refuerzo esta sobre el mínimo (7.26 cm²). Esta viga tiene la capacidad de resistir un momento de 14.99 (T-m).

Cuando se tenga un momento mayor al momento que resiste la viga con la armadura mínima podemos colocar una armadura adicional en la zona en donde el momento es mayor.

A continuación se presenta la tabla con las diferentes opciones de armadura que se pueden colocar dependiendo del momento que necesite resistir la viga.

TABLAS PARA DISEÑO DE VIGAS

f'c (Kg/cm²) **210.00**

fy (Kg/cm²) **4,200.00**

40x50

Armadura Colocada	Capas	Mínimo Opuesto	Mu resist (t.m)
3 φ 16	(3)	3 φ 16	9.76
4 φ 16	(4)	3 φ 16	12.72
5 φ 16	(5)	3 φ 16	15.66
6 φ 16	(4-2)	3 φ 16	17.96
7 φ 16	(5-2)	4 φ 16	20.86
8 φ 16	(5-3)	4 φ 16	23.41
9 φ 16	(5-4)	5 φ 16	25.98
10 φ 16	(5-5)	5 φ 16	28.47
11 φ 16	(5-4-2)	6 φ 16	30.15
12 φ 16	(5-5-2)	6 φ 16	32.51

40x60

Armadura Colocada	Capas	Mínimo Opuesto	Mu resist (t.m)
3 φ 18	(3)	3 φ 18	14.99
4 φ 18	(4)	3 φ 18	19.65
5 φ 18	(5)	3 φ 18	24.28
6 φ 18	(4-2)	3 φ 18	28.05
7 φ 18	(5-2)	4 φ 18	32.63
8 φ 18	(5-3)	4 φ 18	36.72
9 φ 18	(5-4)	5 φ 18	40.87
10 φ 18	(5-5)	5 φ 18	44.89
11 φ 18	(5-4-2)	6 φ 18	48.20
12 φ 18	(5-5-2)	6 φ 18	52.13

Para el detallamiento de un pórtico especial resistente a momento nos vamos a guiar en el código ACI 318-08 Capitulo 21.

A continuación se presenta el detallamiento sismo resistente de la viga que se encuentra entre los ejes B4-C4 del plano “H.A. 5 VIGAS”.

ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION(VIGAS)EN PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO

DATOS:

h=	50	cm
b=	40	cm
d=	44.1	cm
f'c=	210	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
Pu=	1.58	T (Dato del Robot)
ln=	5.4	m
r=	4	cm
φ estribos =	10	mm
φ long =	16	mm
C1=	60	cm
C2=	60	cm

1. Condiciones que tienen que cumplir las Vigas

ACI 318S-08

21.5.1.1

$$P_u \leq 0.10 A_g f'_c \quad 0.10 A_g f'_c = 42.00 \quad T$$

$$P_u = 1.58 \quad T \quad \text{OK}$$

21.5.1.2

$$\ell_n \geq 4h \quad 4h = 1.6 \quad m$$

$$\ell_n = 5.4 \quad m \quad \text{OK}$$

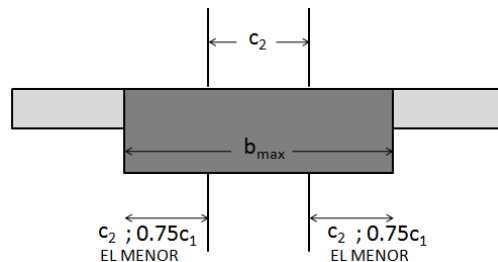
21.5.1.3

$$b \geq 0.3h \quad 0.3h = 15 \quad cm$$

$$b \geq 25 \quad cm$$

$$b = 40 \quad cm \quad \text{OK}$$

21.5.1.4



$$C2 = 60 \quad cm$$

$$0.75C1 = 45 \quad cm$$

$$b_{max} = 60 \quad cm \quad \text{OK}$$

C1= la dimensión de la columna en el otro sentido
(en profundidad)

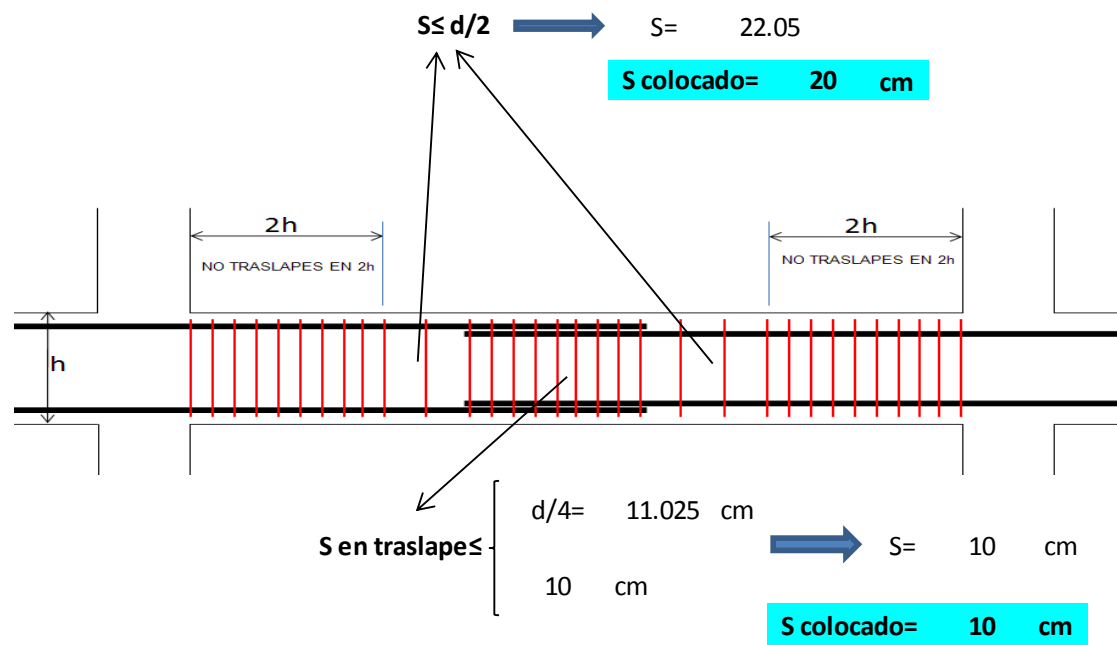
2. Refuerzo Transversal

ACI 318S-08

21.5.2.3 y 21.3

$$\text{En } 2h \text{ } S \leq \begin{cases} d/4 = 11.025 \text{ cm} \\ 8 \phi \text{ long} = 12.8 \text{ cm} \\ 24 \phi \text{ estribo} = 24 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow S = 11.025 \text{ cm}$$

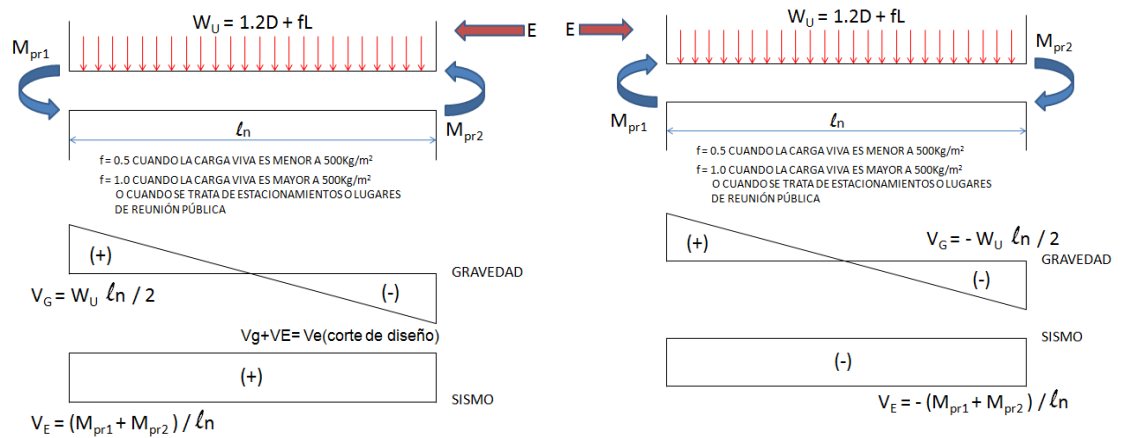
S colocado= 10 cm



3. Resistencia al Cortante

ACI 318S-08

21.5.4



DATOS DEL ROBOT	Corte por Carga Muerta, V_{cm} =	2.94	T
	Corte por Carga Viva, V_{cv} =	0.73	T
f_{cv} =	0.5		
W_U =	1.44 T-m		

ARMADURA COLOCADA EN LA VIGA

CARA IZQUIERDA			CARA DERECHA		
Arm. Superior=	8.04	cm ²	Arm. Superior=	8.04	cm ²
Arm. Inferior=	8.04	cm ²	Arm. Inferior=	8.04	cm ²

MOMENTOS PLASTICOS RESISTENTES

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad a = \frac{1.25 f_y A_s}{0.85 f'_c b}$$

CARA IZQUIERDA			CARA DERECHA		
Ten. Superior=	17.37	T-m	Ten. Superior=	17.37	T-m
Ten. Inferior=	17.37	T-m	Ten. Inferior=	17.37	T-m

CORTES ULTIMOS MAXIMOS

CARA IZQUIERDA			CARA DERECHA		
V_G =	3.89	T	V_G =	3.89	T
V_E =	6.43	T	V_E =	6.43	T
TOTAL=	10.33	T	TOTAL=	10.33	T

ESTRIBOS EN 2h

S colocado= 10 cm

ACI 318S-08

21.5.4.2

CUANDO $V_E > V_G$ Y $P_U < 0.05A_g f_c$ SE DEBE TOMAR $V_C = 0$

CARA IZQUIERDA

$\phi V_c = 0$ T
 Av. neces.= 0.74 cm²
Ramas neces.= 1
 Av. Provisto= 0.79 cm²

CARA DERECHA

$\phi V_c = 0$
 Av. neces.= 0.74
Ramas neces.= 1
 Av. Provisto= 0.79

ESTRIBOS EN EL CENTRO DEL CLARO

S colocado= 20 cm

$V_u \max = 8.88$ T
 $\phi V_c = 0$ T
 Av. neces.= 1.28 cm²
Ramas neces.= 2
 Av. Provisto= 1.57 cm²

La dimensión, el armado y los detalles de las vigas de las edificaciones de 5,10 y 15 pisos se encuentran en los planos estructurales “H.A. 5 VIGAS”, “H.A. 10 VIGAS” y “H.A. 15 VIGAS”.

6.7.2.4. Nudo.

El procedimiento de cálculo para el diseño de los nudos de Hormigón armado será el mismo para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de un nudo de la estructura de 5 pisos.

El nudo es una parte importante de la estructura de hormigón armado por lo que se

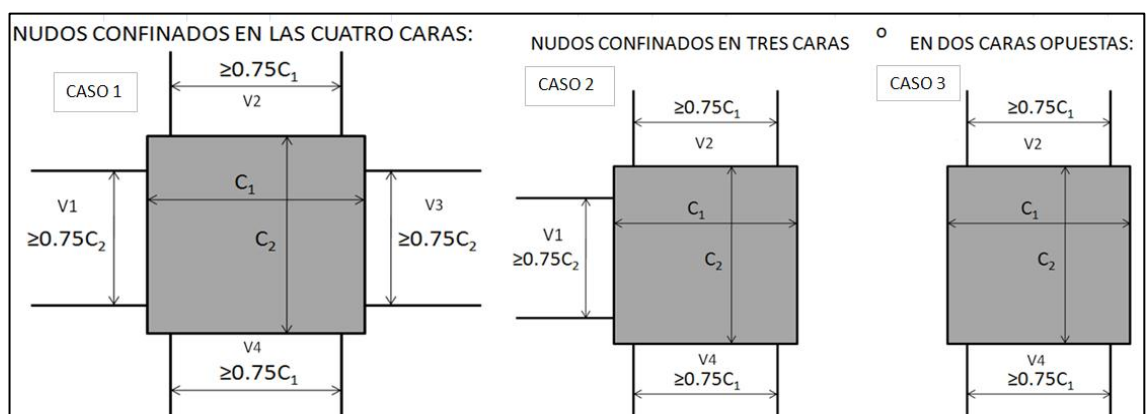
lo debe diseñar con lo establecido en el código ACI 318-08 capítulo 21.7.

El refuerzo transversal dentro del nudo debe ser igual al refuerzo transversal colocado en la zona “ l_o ” de las columnas, el espaciamiento entre estribos en el caso de los nudos es el mismo espaciamiento máximo para la zona “ l_o ” y la zona de traslapes de varillas en las columnas, excepto cuando al nudo lleguen 4 elementos “vigas” de por lo menos 3/4 partes del ancho de la columna, cuando se cumple esta condición se puede colocar la mitad del refuerzo requerido dentro de la altura “ h ” de la viga de menor altura que llega al nudo y el espaciamiento máximo es el especificado por: 21.6.4.2 y 21.6.4.7, pero siempre menor de 15cm.

Una vez que se ha explicado el detallamiento del nudo se debe verificar que el cortante último V_u sea menor al cortante nominal.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Se presenta a continuación un ejemplo con el nudo del eje B3 del plano “**H.A 5 LOSA**”, que corresponde a una intercesión de una columna de 60x60 con vigas de 40x50 en todas sus caras.



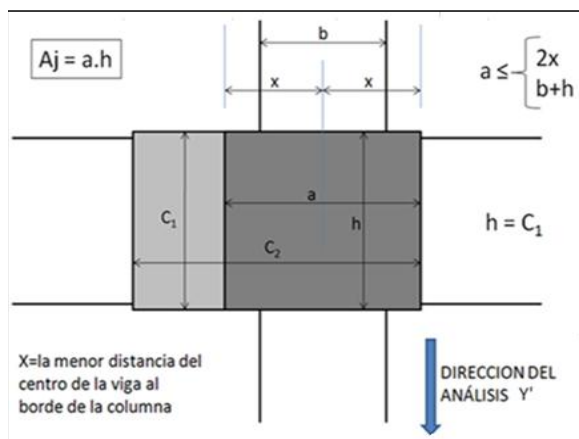
CASO:	1
-------	---

V1 =	40	X	NO CONFINADO
V2 =	40	X	NO CONFINADO
V3 =	40	X	NO CONFINADO
V4 =	40	X	NO CONFINADO

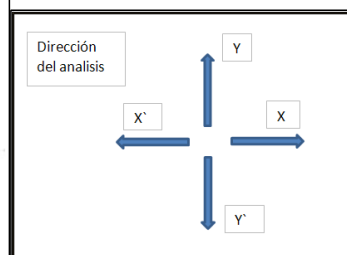
C1 =	60	cm
C2 =	60	cm
Fc' =	210	Kg/cm ²
Aj =	3600	cm ²
φ de corte =	0.85	

$$V_n \leq 3.2 (F_c')^{1/2} A_j$$

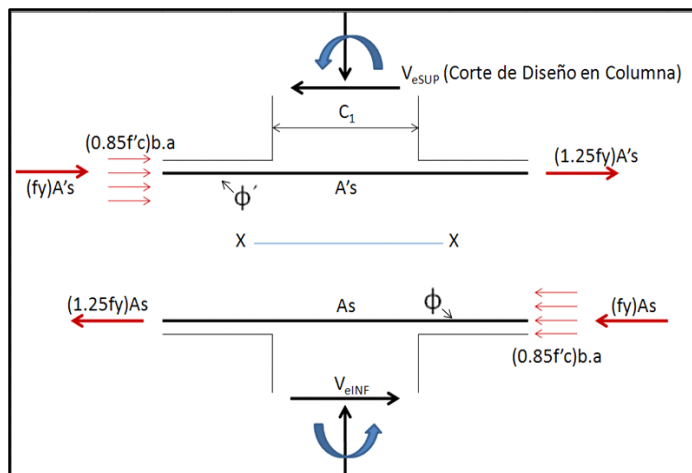
Vn =	166.94	T
φVn =	141.90	T



Dirección del analisis =	y'
x =	30
h =	60
b =	40
a =	60



ESFUERZO DE CORTE EN EL NUDO INTERIOR



fy =	4200	Kg/cm ²	
φ' =	16	# varillas =	4
φ =	16	# varillas =	4
A's =	8.04	cm ²	
As =	8.04	cm ²	
Ve sup =	7	T	
Ve inf =	6.4	T	

Vu sup =	77.45	T
Vu inf =	78.05	T

φVn ≥ Vu sup	OK
φVn ≥ Vu inf	OK

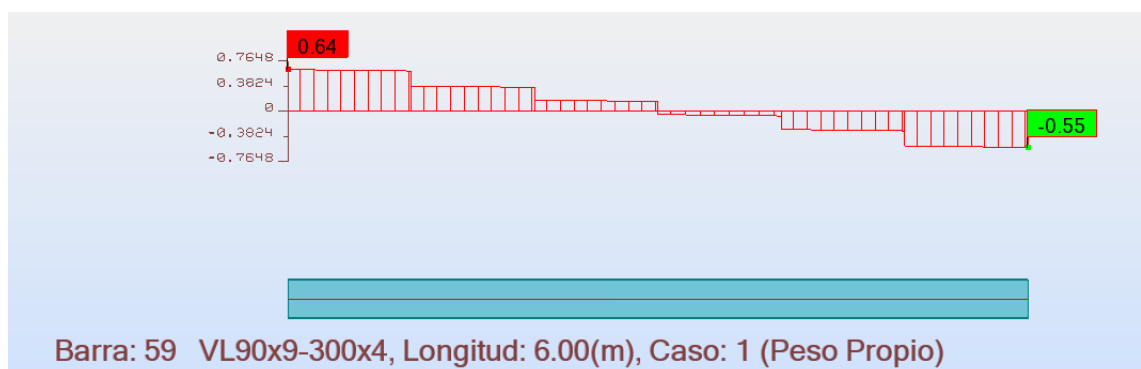
6.7.2.5. Unión Viga Principal de hormigón - Viga secundaria de acero.

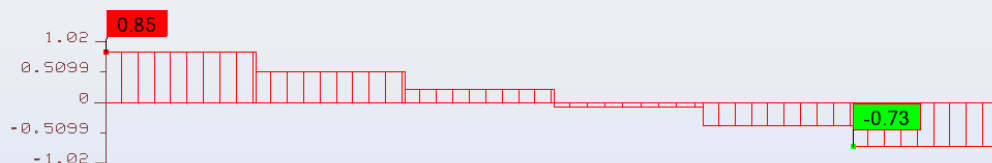
El procedimiento de cálculo para el diseño de la Unión Viga Principal - Viga secundaria será el mismo para todas las estructuras de hormigón armado. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de la Unión Viga Principal-Viga secundaria de la estructura de 5 pisos.

En la unión de la viga principal de hormigón armado con la viga secundaria de acero, se debe utilizar una placa con 2 pernos incrustados en la misma que se la funde monolíticamente con la viga de hormigón, generalmente la placa tiene un espesor de 9mm o el mismo espesor de las alas de las vigas secundarias y los pernos de 14mm.

La viga secundaria debe ir soldada a la placa anclada a la viga principal de hormigón armado mediante suelda.

Para el diseño de la suelda se necesita obtener el mayor corte por peso propio más carga muerta, presente entre viga principal - viga secundaria, el cual se obtiene del programa robot y cuyos resultados se presentan a continuación:





Barra: 59 VL90x9-300x4, Longitud: 6.00(m), Caso: 2 (Carga Muerta)

El cortante máximo por Peso propio mas carga muerta es $0.64+0.85= 1.49$ (T)

Mediante la siguiente tabla de Excel se obtendrá el diseño del cordón de solda necesario para soportar el corte anterior.

En la Tabla de Excel “d” es la longitud de la solda, y “tw” es el espesor de la misma, el “teff” es el espesor efectivo de la solda.

Fux (t)

0.00

Fuy (t)

-1.49

Fuz (t)

0.00

Mux (tm)

0.00

Muz (tm)

0.00

d (cm)

15.00

tw (mm)

3.00

teff (cm)

0.21

Aw (cm²)

3.18

Iwx, Iwz (cm⁴)

59.65

cx, cz (cm)

7.50

Esfuerzos en extremo Superior (Kg/cm ²)							
Dirección	Por Fuerzas			Por Momentos			TOTAL
	fux	fuy	fuz	fux	fuy	fuz	
x	0.00			0.00			0.00
y		-468.33					-468.33
z			0.00			0.00	0.00
COMPONENTE							468.33

Esfuerzos en extremo Inferior (Kg/cm ²)							
Dirección	Por Fuerzas			Por Momentos			TOTAL
	fux	fuy	fuz	fux	fuy	fuz	
x	0.00			0.00			0.00
y		-468.33					-468.33
z			0.00			0.00	0.00
COMPONENTE							468.33

Material de Soldadura, F_{Exx} (Ksi)

60.00

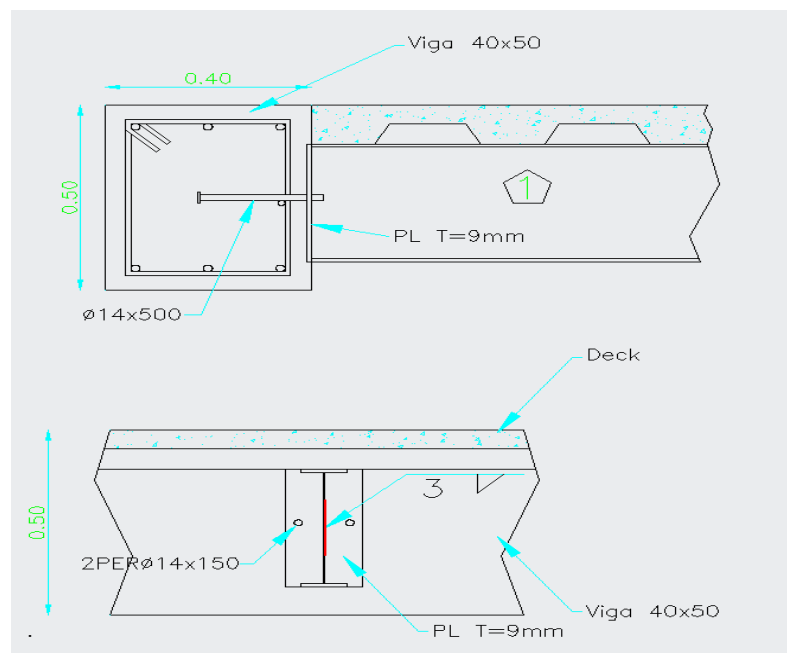
Esfuerzo Ultimo Máximo (Kg/cm²)

1.898.29

Ok, SOLDADURA ADECUADA

Como se observa la soldadura puede ser de 15cm de largo utilizando el mínimo espesor que nos da la tabla J2.4 del código AISC 350-05, que en este caso sería 3mm.

A continuación se presenta el grafico de los detalles:



6.7.3. Diseño De Acero Estructural.

Para el diseño estructural de los edificios de Acero Estructural la categoría de diseño será siempre “E” es decir sistemas especiales, por lo que las secciones deben ser compactas sísmicamente, es decir deben cumplir lo establecido en la tabla I-8-1 de la norma AISC 341-05. **(Ver Anexo 4).**

Las siguientes tablas establecen las relaciones para cumplir la compacidad sísmica en vigas, columnas y riostras según la tabla I-8-1 de la norma AISC 341-05.

RELACIONES LIMITE PARA VIGAS (IMF)

TABLA I-8-1 SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS

ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS (UNSTIFFENED ELEMENTS)

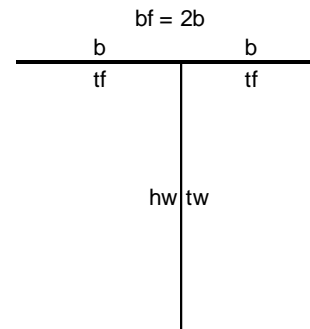
ALAS DE VIGAS Relación Limite $b/t = 0.30(E/Fy)^{1/2}$

ELEMENTOS RIGIDIZADOS (STIFFENED ELEMENTS)

ALMAS DE VIGAS Relación Limite $h/t = 2.45(E/Fy)^{1/2}$

E (Ksi) 29,000.00

tf (mm)	bf max (mm)
	Fy(Ksi) 36
3	51.1
4	68.1
5	85.1
6	102.2
7	119.2
8	136.2
9	153.3
10	170.3
11	187.3
12	204.4
13	221.4
14	238.4
15	255.4
16	272.5
17	289.5
18	306.5
19	323.6
20	340.6
21	357.6
22	374.6
23	391.7
24	408.7
25	425.7
26	442.8
27	459.8
28	476.8
29	493.9
30	510.9
31	527.9
32	544.9



tw (mm)	hw max (mm)
	Fy(Ksi) 36
3	208.6
4	278.1
5	347.7
6	417.2
7	486.8
8	556.3
9	625.8
10	695.4
11	764.9
12	834.4
13	904.0
14	973.5
15	1,043.0
16	1,112.6
17	1,182.1
18	1,251.7
19	1,321.2
20	1,390.7

RELACIONES LIMITE PARA COLUMNAS CAJON (SMF)

TABLA I-8-1 SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS

ELEMENTOS RIGIDIZADOS (STIFFENED ELEMENTS)

COLUMNAS HUECAS HSS

Relación Limite $h/t = 0.64(E/F_y)^{1/2}$

E (Ksi) 29,000.00

	HSS
	h max (mm)
	Fy(Ksi)
t (mm)	36
3	54.5
4	72.7
5	90.8
6	109.0
7	127.2
8	145.3
9	163.5
10	181.6
11	199.8
12	218.0
13	236.1
14	254.3
15	272.5
16	290.6
17	308.8
18	327.0
19	345.1
20	363.3
21	381.5
22	399.6
23	417.8
24	436.0
25	454.1
26	472.3
27	490.4
28	508.6
29	526.8
30	544.9
31	563.1
32	581.3

6.7.3.1. Placas y Pernos.

El diseño de la placa y de los pernos de anclaje se lo realizó con la utilización del programa Hilti PROFIS Anchor 2.1.2.

La placa y los pernos se diseñan para resistir las cargas, momentos y cortes obtenidos del modelo estructural de los edificios de Acero Estructural.

El procedimiento de cálculo para el diseño de las placas y pernos será el mismo

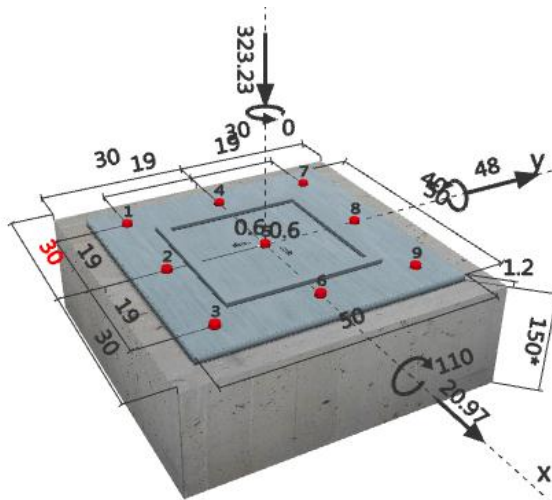
para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de las placas y pernos que corresponden a la estructura de 5 pisos.

Las valores máximos de cargas, momentos y cortantes obtenidos del programa estructural Robot se presentan a continuación, donde Fx es la carga axial, Fy y Fz son los cortantes y los momentos están representados por My y Mx. Las unidades corresponden a las unidades que ocupa el programa Hilti PROFIS Anchor 2.1.2.

FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1610.89	1.27	1.56	-1.69	1.24
564.24	-13.87	-48.2	110.78	-32.34
1387.03	48.7	16.01	-34.96	110.08
564.67	-47.15	-14.11	32.9	-108.56
1595.23	0.06	-1.56	1.63	0.1
1362.37	-14.11	-50.15	112.88	-32.54
570.99	14.18	48.24	-110.88	32.66
563.88	-47.06	-15.24	34.11	-108.43
813.69	27.85	-0.43	0.45	30.13
677.66	12.98	-48.33	110.88	-3.28
323.23	20.97	47.8	-110.32	40
787.8	60.61	14.05	-32.84	123.13
213.09	-26.66	-14.58	33.4	-86.41

Los datos resaltados en la tabla anterior son los valores para la cual la placa y los pernos resultan críticos y son por tanto los valores utilizados en el diseño de la placa y de los pernos.

La imagen muestra la modelación de la placa y los pernos con los datos resaltados.



Como resultado de la modelación se obtuvo que para resistir las cargas críticas se necesita una placa de 50x50 cm de dimensión con un espesor de 12 mm y 9 pernos de cabeza hexagonal ASTM F 1545 GR.36 de 3/4.

6.7.3.2. *Pedestal.*

El pedestal de las edificaciones de Acero Estructural tiene que cumplir dos condiciones: la primera es ser capaz de resistir las cargas de diseño de la estructura y la segunda es que tiene que tener una dimensión mínima con relación a los pernos que estarán anclados en el pedestal.

El procedimiento de cálculo para el diseño de los pedestales será el mismo para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de los pedestales que corresponden a la estructura de 5 pisos.

En el caso del edificio de 5 pisos de Acero Estructural la dimensión mínima del pedestal según la segunda condición es de 60x60cm, estas dimensiones se realizaron con la utilización del programa Hilti PROFIS Anchor 2.1.2.

El pedestal de dimensiones 60x60 cm es capaz de resistir las cargas de la edificación con una cuantía mínima. Se utilizan 16Φ18 de refuerzo longitudinal para el pedestal de hormigón armado cuya resistencia a la compresión será la misma que la resistencia a la compresión usada en la cimentación de cada estructura.

6.7.3.3. Cimentación

6.7.3.3.1. Cimentación de Estructura de Acero Estructural de 5, 10 y 15 pisos.

Para el diseño de la cimentación del edificio de Acero Estructural de 5, 10 y 15 pisos se tomaron las combinaciones del capítulo 2.3 y 2.4 del ASCE 7-05. El capítulo 2.4 presenta las combinaciones con las que se debe diseñar la planta de cimentación, es decir las combinaciones de servicio y el capítulo 2.3 presenta las combinaciones con las que se debe diseñar el peralte y el refuerzo del plinto.

A continuación se presentan las combinaciones de servicio y las combinaciones ultimas, en donde PP es el peso propio, CM es la carga muerta, CV es la carga viva, Ex es la carga sísmica en dirección “x” y Ey es la carga sísmica en la dirección “y”.

Combinaciones de Servicio:

- 1 $PP+CM+CV$
- 2 $CM+PP+0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 3 $CM+PP+0.7 (0.3Ex+Ey)$
- 4 $CM+PP-0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 5 $CM+PP-0.7 (0.3Ex+Ey)$
- 6 $CM+PP+0.525 (Ex+0.3Ey)+0.75CV$
- 7 $CM+PP+0.525 (0.3Ex+Ey)+0.75CV$
- 8 $CM+PP-0.525 (Ex+0.3Ey)+0.75CV$

- 9 $CM+PP-0.525 (0.3Ex+Ey)+0.75CV$
- 10 $0.6 (PP+CM)+0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 11 $0.6 (PP+CM)+0.7 (0.3Ex+Ey)$
- 12 $0.6 (PP+CM)-0.7 (Ex+0.3Ey)$
- 13 $0.6 (PP+CM)-0.7 (0.3Ex+Ey)$

Combinaciones últimas:

- 1 $1.2PP+1.2CM+1.6CV$
- 2 $1.2PP+1.2CM+ (Ex+0.3Ey)+CV$
- 3 $1.2PP+1.2CM+ (0.3Ex+Ey)+CV$
- 4 $1.2PP+1.2CM- (Ex+0.3Ey)+CV$
- 5 $1.2PP+1.2CM- (0.3Ex+Ey) +CV$
- 6 $0.9PP+0.9CM+ (Ex+0.3Ey)$
- 7 $0.9PP+0.9CM+ (0.3Ex+Ey)$
- 8 $0.9PP+0.9CM- (Ex+0.3Ey)$
- 9 $0.9PP+0.9CM- (0.3Ex+Ey)$

De los resultados se obtiene la carga axial y momentos biaxiales en el eje “x” y el eje “y” tanto en condiciones de servicio como en condiciones ultimas. Con estos datos se ingresa a la hoja electrónica de Excel para el diseño de la cimentación.

En la estructura de acero estructural de 5 y 10 pisos la cimentación se hará por medio de Plintos cuadrados y se está asumiendo que el q_{adm} del suelo es 1.80 Kg/cm².

Los resultados que se presentan a continuación son del plinto del eje A5 del edificio de acero estructural de 5 pisos, a este plinto llega el pedestal de 60x60 de dimensión.

PLINTOS RECTANGULARES

DATOS:

$f_y =$	4200	Kg/cm ²
$f'_c =$	210	Kg/cm ²
q. adm=	2.00	Kg/cm ²
Df=	1.50	m
$\gamma_{\text{suelo}} =$	1.80	t/m ³
$\lambda =$	1	Peso Normal del Hormigon

COLUMNA:

Lado paralelo al eje x = 60 cm.
Lado paralelo al eje y = 60 cm.

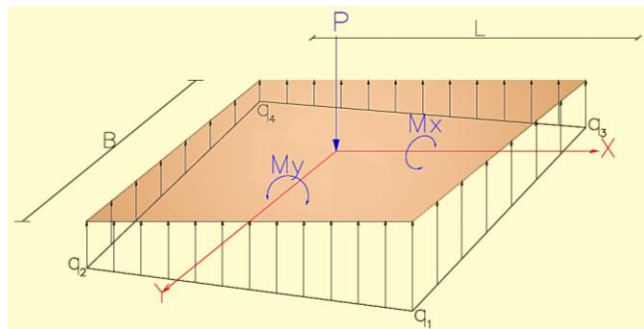
CARGAS:

	P (t)	Mx (t.m)	My (t.m)
Servicio	4.56	6.87	1.71
Ultima	7.38	9.80	2.42

Ps(incluye peso del plinto y del relleno)= 21.584 t

Pu(incluye peso del plinto y del relleno)= 24.404 t

1. Dimensionamiento de la planta (para condiciones de servicio)



$$q_{x,y} = \frac{P}{A_o} \left[1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B} \right]$$

$$e_x = \frac{M_y}{P}$$

$$e_y = \frac{M_x}{P}$$

$$e_x = \frac{1.71}{21.58}$$

$$e_y = \frac{6.87}{21.58}$$

$$e_x = 0.079 \text{ m}$$

$$e_y = 0.318 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} B &= 2.50 \text{ m} \\ L &= 2.50 \text{ m} \end{aligned}$$

$q_1(\text{t/m}^2)$	$q_2(\text{t/m}^2)$	$q_3(\text{t/m}^2)$	$q_4(\text{t/m}^2)$
6.75	5.43	1.47	0.16

2. Diseño del peralte (para condiciones últimas)

ACI 318S-08

11.11

15.7 $d_{min} = 15 \text{ cm}$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

$$e_x = 0.099 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$e_y = 0.402 \text{ m}$$

$q_{su1}(t/m^2)$	$q_{su2}(t/m^2)$	$q_{su3}(t/m^2)$	$q_{su4}(t/m^2)$
8.60	6.74	1.07	-0.79

$$q_{su \text{ promedio}} = 3.90 \text{ t/m}^2$$

a. Corte unidireccional o de viga ancha: $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'c} b d$

En dirección paralela a B

$$d = 0.15 \text{ m}$$

En dirección paralela a L

$$d = 0.15 \text{ m}$$

b. Corte bidireccional o de punzonamiento:

Eq. (11-31) $V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

Eq. (11-32) $V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$ $\alpha_s = 40.00$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

Eq. (11-33) $V_c = 1.06 \lambda \sqrt{f'c} b_o d$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

Peralte = 15.00 cm

$$H = d + 1.5\Phi + r$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

Se asume varillas $\Phi 20\text{mm}$

$$H = 15 + 1.5 \times 2 + 7.5$$

$$H = 25.5 \text{ cm}$$

Se propone H = 25.00 cm

$$d1 = 25 - 1.50 \times 2 - 7.5 = 14.50 \text{ cm}$$

$$d2 = 25 - 2/2 - 7.5 = 16.50 \text{ cm}$$

3. Diseño del refuerzo

En dirección paralela a L

$$d = 14.50 \text{ cm}$$

15.4.2 Sección Crítica para Momento esta en la cara de la columna

$$m = 0.95 \text{ m}$$

$$Mu = 5.19 \text{ T-m}$$

$$\text{Área de acero requerido } A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 Mu}{0.9 b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_s = 9.81 \text{ cm}^2$$

15.10.4 Área de acero mínima

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = 6.53 \text{ cm}^2$$

Acero requerido= 12.64 cm²

$$\psi_t = 1$$

Long. desarrollada provista= 87.50 cm.

$$\psi_e = 1$$

LONGITUDES DE DESARROLLO				ARREGLO DE LA ARMADURA				
ϕ	ACI 318S-08			#	SEP.NEC.	As.Prov.	As.Req.	7.12.2.2
	12.2.3	12.2.1	Id					SEP.MAX.
(mm)	Id(cm)	Id(min)	necesaria		(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm)
8	21.20	30.00	30.00	26	9.37	13.07	12.64	45
12	31.80	30.00	31.80	12	21.25	13.57	12.64	45
14	37.10	30.00	37.10	9	29.20	13.85	12.64	45
16	42.40	30.00	42.40	7	38.90	14.07	12.64	45
18	47.70	30.00	47.70	5	58.30	12.72	12.64	45
20	66.25	30.00	66.25	5	58.25	15.71	12.64	45
22	72.87	30.00	72.87	4	77.60	15.21	12.64	45
25	82.81	30.00	82.81	3	116.25	14.73	12.64	45
28	92.74	30.00	92.74	3	116.10	18.47	12.64	45
30	99.37	30.00	99.37	2	232.00	14.14	12.64	45
32	105.99	30.00	105.99	2	231.80	16.08	12.64	45

NO CUMPLE
NO CUMPLE
NO CUMPLE
NO CUMPLE
NO CUMPLE
NO CUMPLE
NO CUMPLE

De la tabla anterior se escoge el diámetro de la varilla que se considere mejor para nuestra cimentación y con eso la cimentación está diseñada, en este caso se escogió 12Φ12 cada 20 cm.

Las dimensiones de todos los plintos y sus respectivas armaduras se presentan en

los planos estructurales correspondientes a la cimentación de la edificación de 5 pisos de Acero Estructural.

6.7.3.4. Columnas

El procedimiento de cálculo para el diseño de las columnas de acero estructural será el mismo para las estructuras de 5, 10 y 15 pisos. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de una columna de la estructura de 5 pisos.

Se obtiene del programa Robot los resultados de los máximos esfuerzos de las columnas, es decir la carga axial y los momentos en ambos sentidos.

	FX (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)
MAX	164.27	11.51	12.56
Barra	14	11	3
Nudo	27	21	5
Caso	ELU/2	ELU/23	ELU/13
Modo			
MIN	-18.48	-11.52	-12.55
Barra	11	10	18
Nudo	21	19	35
Caso	16 (C) (CQC)	ELU/9	ELU/27
Modo			

La barra 14 que representa una columna hueca de acero de 300x300x20 es la que tiene un valor máximo de fuerza axial, a esta columna le corresponde los valores de momentos biaxiales dados por los estados de carga mostrados abajo.

Barra/Nudo/Caso	FX (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)	Definición
14/ 27/ ELU/2	164.27>>	-0.17	0.13	1*1.20 + 2*1.20 + 3*1.60
14/ 28/ ELU/38	57.15<<	4.68	-1.44	1*0.68 + 2*0.68 + 5*-1.00 + 6*-0.30
14/ 27/ ELU/38	57.54	11.30>>	-3.30	1*0.68 + 2*0.68 + 5*-1.00 + 6*-0.30
14/ 27/ ELU/9	141.48	-11.51<<	3.45	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*1.00 + 6*0.30
14/ 27/ ELU/13	141.44	-3.56	11.22>>	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*0.30 + 6*1.00
14/ 27/ ELU/40	57.58	3.35	-11.07<<	1*0.68 + 2*0.68 + 5*-0.30 + 6*-1.00

Con estos valores se analiza la resistencia de la columna, a continuación se

presentan los resultados de los esfuerzos que soporta la columna hueca de acero de 300x300x20

COLUMNAS CAJON SEGÚN AISC-05, LRFD

h (mm)	300	Fy (Ksi)	50.00
b (mm)	300		
t (mm)	20	K.L /r	87.26

Pu (t) 0.00		Pu (t) 27.08		Pu (t) 54.15		Pu (t) 81.23	
Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)
74.54	0.00	72.05	0.00	69.57	0.00	67.09	0.00
65.22	9.32	63.05	9.01	60.87	8.70	58.70	8.39
55.90	18.63	54.04	18.01	52.18	17.39	50.31	16.77
46.59	27.95	45.03	27.02	43.48	26.09	41.93	25.16
37.27	37.27	36.03	36.03	34.79	34.79	33.54	33.54
27.95	46.59	27.02	45.03	26.09	43.48	25.16	41.93
18.63	55.90	18.01	54.04	17.39	52.18	16.77	50.31
9.32	65.22	9.01	63.05	8.70	60.87	8.39	58.70
0.00	74.54	0.00	72.05	0.00	69.57	0.00	67.09
Pu (t) 108.30		Pu (t) 135.38		Pu (t) 162.46		Pu (t) 189.53	
Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)
61.50	0.00	55.90	0.00	50.31	0.00	44.72	0.00
53.81	7.69	48.92	6.99	44.02	6.29	39.13	5.59
46.12	15.37	41.93	13.98	37.74	12.58	33.54	11.18
38.43	23.06	34.94	20.96	31.45	18.87	27.95	16.77
30.75	30.75	27.95	27.95	25.16	25.16	22.36	22.36
23.06	38.43	20.96	34.94	18.87	31.45	16.77	27.95
15.37	46.12	13.98	41.93	12.58	37.74	11.18	33.54
7.69	53.81	6.99	48.92	6.29	44.02	5.59	39.13
0.00	61.50	0.00	55.90	0.00	50.31	0.00	44.72
Pu (t) 216.61		Pu (t) 243.68		Pu (t) 270.76		Pu (t) 297.83	
Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)
39.13	0.00	33.54	0.00	27.95	0.00	22.36	0.00
34.24	4.89	29.35	4.19	24.46	3.49	19.57	2.80
29.35	9.78	25.16	8.39	20.96	6.99	16.77	5.59
24.46	14.67	20.96	12.58	17.47	10.48	13.98	8.39
19.57	19.57	16.77	16.77	13.98	13.98	11.18	11.18
14.67	24.46	12.58	20.96	10.48	17.47	8.39	13.98
9.78	29.35	8.39	25.16	6.99	20.96	5.59	16.77
4.89	34.24	4.19	29.35	3.49	24.46	2.80	19.57
0.00	39.13	0.00	33.54	0.00	27.95	0.00	22.36
Pu (t) 324.91		Pu (t) 351.99		Pu (t) 379.06		Pu (t) 406.14	
Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)	Muh (t.m)	Mub (t.m)
16.77	0.00	11.18	0.00	5.59	0.00	0.00	0.00
14.67	2.10	9.78	1.40	4.89	0.70	0.00	0.00
12.58	4.19	8.39	2.80	4.19	1.40	0.00	0.00
10.48	6.29	6.99	4.19	3.49	2.10	0.00	0.00
8.39	8.39	5.59	5.59	2.80	2.80	0.00	0.00
6.29	10.48	4.19	6.99	2.10	3.49	0.00	0.00
4.19	12.58	2.80	8.39	1.40	4.19	0.00	0.00
2.10	14.67	1.40	9.78	0.70	4.89	0.00	0.00
0.00	16.77	0.00	11.18	0.00	5.59	0.00	0.00

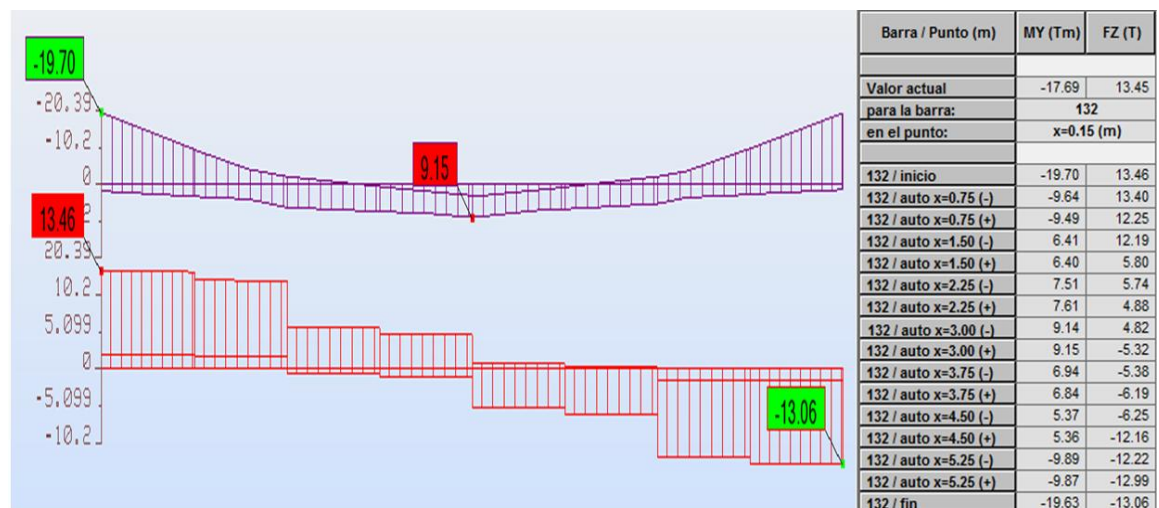
La dimensión y los detalles de las columnas de las edificaciones de 5,10 y 15 pisos

se encuentran en los planos estructurales “A.E.5. COLUMNAS”, “A.E.10. COLUMNAS” y “A.E.15. COLUMNAS”.

6.7.3.5. Vigas.

En el modelo del programa Robot se utilizó vigas tipo “W” más conocidas en nuestro medio como vigas “I” prefabricadas, sin embargo las vigas para la construcción son fabricadas mediante placas de dimensiones muy semejantes a las W, ya que estas no existen en el mercado Ecuatoriano.

Para el diseño de las vigas seleccionamos la viga crítica, es decir la más esforzada, en este caso es la viga del segundo piso que se encuentra entre los ejes C4-C5 del plano “A.E.15. VIGAS”.

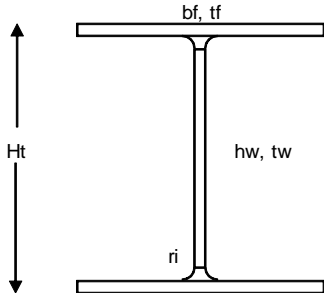


Se toma el momento y el corte máximos que está actuando en la viga (en este caso se toma el momento a 15 centímetros, es decir en la cara de la columna) $M=17.69$ (T-m), $V=13.45$ (T) y se procede a ver si el corte y momento últimos resistentes de la viga son mayores a los esfuerzos actuantes.

A continuación se presentan dos tablas de cálculo la primera presenta los esfuerzos

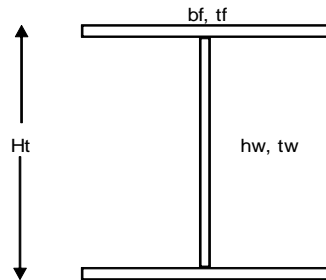
últimos resistentes que soporta la viga w 14-38 y la segunda representa los esfuerzos últimos resistentes que soporta la viga fabricada con placas de acero de dimensiones muy similares a la viga w.

ANÁLISIS DE VIGAS LAMINADAS DE ACERO (AISC LRFD - 2005)
SECCIONES COMPACTAS Y NO COMPACTAS

	Descripción de la Sección	w14x38	
	Area de la Sección, A	72.26	(cm ²)
	Inercia de la Sección, Ix	16,024.91	(cm ⁴)
	Inercia de la Sección, Iy	1,111.38	(cm ⁴)
	Módulo Plástico de la Sección, Zx	1,007.81	(cm ³)
	Constante de Alabeo, Cw	330,299.10	(cm ⁶)
	Ancho del Patín, bf	17.20	(cm)
	Espesor del Patín, tf	1.31	(cm)
	Altura total, Ht	35.81	(cm)
	Espesor del Alma, tw	0.79	(cm)
	Radio de la Unión, ri	1.02	(cm)
MOMENTO ULTIMO RESISTENTE (t.m)		22.96	
CORTE ULTIMO RESISTENTE (t)		38.67	
	Altura del Alma, hw	31.16	(cm)
	Módulo Elástico de la Sección, Sx	895.00	(cm ³)
	Radio de Giro, ry	3.92	(cm)
	Constante Torsional, J	31.45	(cm ⁴)
Fluencia del acero, Fy	36.00 (Ksi) ==>	2,531.05	(Kg/cm ²)
Distancia entre puntos arriostrados a desplazamiento lateral para el ala en compresión, o entre puntos arriostrados para prevenir la torsión de la sección, Lb		6.00	(m)
Valor Absoluto del Máximo Momento Ultimo dentro de la sección no arriostrada, Mmax		17.71	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.25 de la sección no arriostrada, MA		12.50	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.50 de la sección no arriostrada, MB		7.71	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.75 de la sección no arriostrada, MC		4.39	(t.m)

ANÁLISIS DE VIGAS TIPO "I" FABRICADAS DE ACERO (AISC LRFD - 2005)
SECCIONES COMPACTAS Y NO COMPACTAS

Ancho del Patín, bf	175.00	(mm)
Espesor del Patín, tf	15.00	(mm)
Altura del Alma, hw	335.00	(mm)
Espesor del Alma, tw	8.00	(mm)



Descripción de la Sección	V Principal	
Area de la Sección, A	79.30	(cm ²)
Inercia de la Sección, Ix	18,594.33	(cm ⁴)
Inercia de la Sección, Iy	1,341.27	(cm ⁴)
Módulo Plástico de la Sección, Zx	1,143.20	(cm ³)
Constante de Alabeo, Cw	410,327.15	(cm ⁶)

Ancho del Patín, bf	17.50	(cm)
Espesor del Patín, tf	1.50	(cm)
Altura del Alma, hw	33.50	(cm)
Espesor del Alma, tw	0.80	(cm)

MOMENTO ULTIMO RESISTENTE (t.m)	26.04
--	-------

CORTE ULTIMO RESISTENTE (t)	39.91
------------------------------------	-------

Altura total, Ht	36.50	(cm)
------------------	-------	------

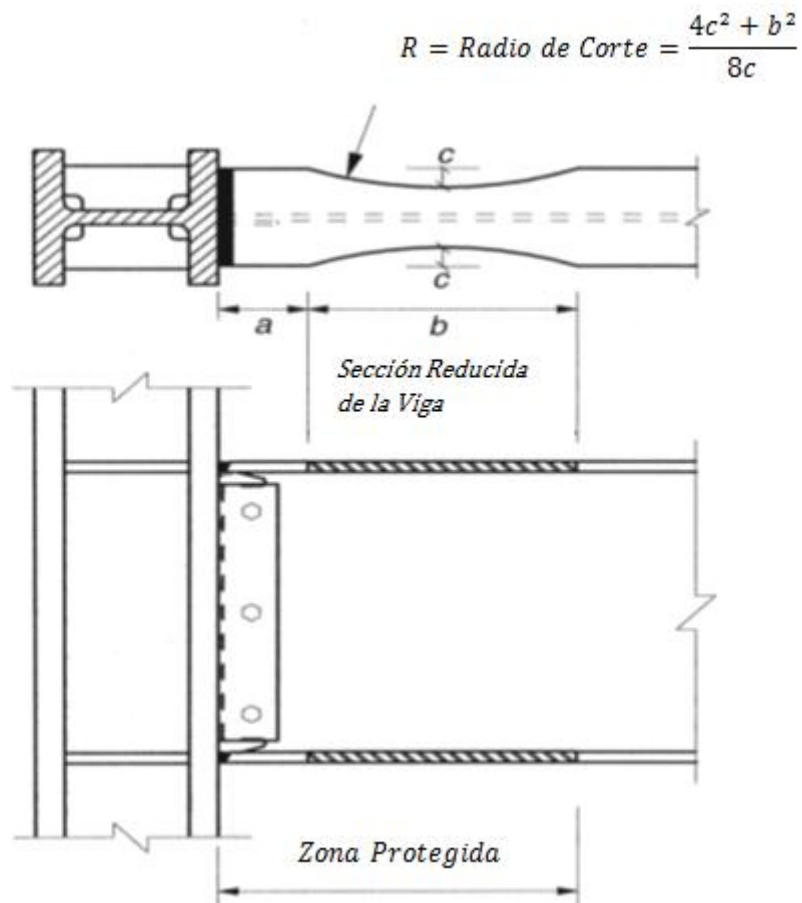
Módulo Elástico de la Sección, Sx	1,018.87	(cm ³)
Radio de Giro, ry	4.11	(cm)
Constante Torsional, J	45.35	(cm ⁴)

Fluencia del acero, Fy 36.00 (Ksi) ==> 2,531.05 (Kg/cm²)

Distancia entre puntos arriostrados a desplazamiento lateral para el ala en compresión,
o entre puntos arriostrados para prevenir la torsión de la sección, Lb 6.00 (m)

Valor Absoluto del Máximo Momento Ultimo dentro de la sección no arriostrada, Mmax	17.71	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.25 de la sección no arriostrada, MA	12.50	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.50 de la sección no arriostrada, MB	7.71	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.75 de la sección no arriostrada, MC	4.39	(t.m)

De las tablas anteriores se observa que el corte y el momento últimos resistentes son mayores que los esfuerzos actuantes obtenidos del análisis, sin embargo el diseño de la viga aún no está completo ya que se debe diseñar la sección reducida, esto para forzar a la estructura a formar la rótula plástica en la viga y no en la columna para evitar el colapso de la edificación.



Sección Reducida de la viga

El diseño de la sección reducida de la viga se lo hace mediante lo estipulado en el código **AISC 358-05 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moments Frames for Seismic Applications”, CHAPTER 5 (Reduced Beam Section)**, donde se indica el procedimiento paso a paso mediante varias fórmulas. En la siguiente tabla de Excel se han calculado todos estos pasos para comprobar y verificar el correcto diseño de la viga.

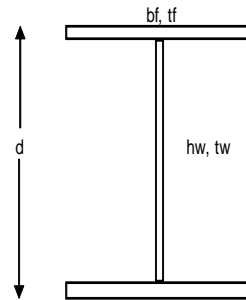
UNIONES DE SECCION REDUCIDA, RBS (AISC 358-05)

La altura de la viga debe ser menor a 92cm (36in)
 El peso de la viga debe ser menor que 447Kg/m (300lbs/ft)
 El espesor del ala debe ser menor que 44mm (1 3/4")

Ancho del Patín, bf	175.00	(mm)
Espesor del Patín, tf	15.00	(mm)
Altura del Alma, hw	335.00	(mm)
Espesor del Alma, tw	8.00	(mm)

Fluencia del acero, Fy 36.00 (Ksi) ==> 2,531.05 (Kg/cm²)

Resistencia Minima a Tensión, Fu (Kg/cm ²)	4,080.00
Ry (Tabla I-6-1, Seismic Provisions)	1.50



C _{pr}	1.20
Altura total de la Viga, d (mm)	365

Ok

Distancia entre puntos arriostrados a desplazamiento lateral para el ala en compresión,
 o entre puntos arriostrados para prevenir la torsión de la sección, L_b 6.00 (m)

Valor Absoluto del Máximo Momento Ultimo dentro de la sección no arriostrada, M _{max}	17.71	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.25 de la sección no arriostrada, M _A	12.50	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.50 de la sección no arriostrada, M _B	7.71	(t.m)
Valor Absoluto del Momento Ultimo en 0.75 de la sección no arriostrada, M _C	4.39	(t.m)

L/d 15.48 Ok

Para SMF, L/d debe ser 7 o mayor

Para IMF, L/d debe ser 5 o mayor

SECCION COMPLETA		SECCION REDUCIDA	
MOMENTO ULTIMO RESISTENTE (t.m)	26.04	MOMENTO ULTIMO RESISTENTE (t.m)	16.13
CORTE ULTIMO RESISTENTE (t)	39.91	CORTE ULTIMO RESISTENTE (t)	39.91

Revisar Resistencia en distancia X de la cara de la columna (m) 0.23

Luz libre de la Viga, L (mm) 5,650

Cortante por Carga Muerta a X de la cara, V _{CM} (t)	6.65
Cortante por Carga Viva a X de la cara, V _{CV} (t)	2.91
Cortante Ultimo en RBS, V _u (t)	23.95

f_t 0.50

Valores de Diseño

88	<= a <=	131
237	<= b <=	310
18	<= c <=	44

a (mm)	100
b (mm)	250
c (mm)	30

Radio del Corte, R (mm) 275

Ancho Reducido del Ala, b_f (mm) 115

Modulo Plástico Efectivo en la Reducción, Z_e (cm³) 828.20

Momento Máximo Probable en RBS, M_{pr} (t.m) 37.73

Longitud entre secciones reducidas, L_e (mm) 5,200.00

Momento Máximo Probable en Cara de Columna, M _f (tm)	43.12	Tiene que ser menor o igual que M _{pe}
Momento Plástico esperado en Cara, M _{pe} (tm)	43.40	Ok, Diseño Adecuado

Al reducir la sección de la viga el momento último resistente baja por lo tanto se debe comprobar que en el sector donde se encuentra la sección reducida, el momento actuante sea menor que el momento ultimo resistente.

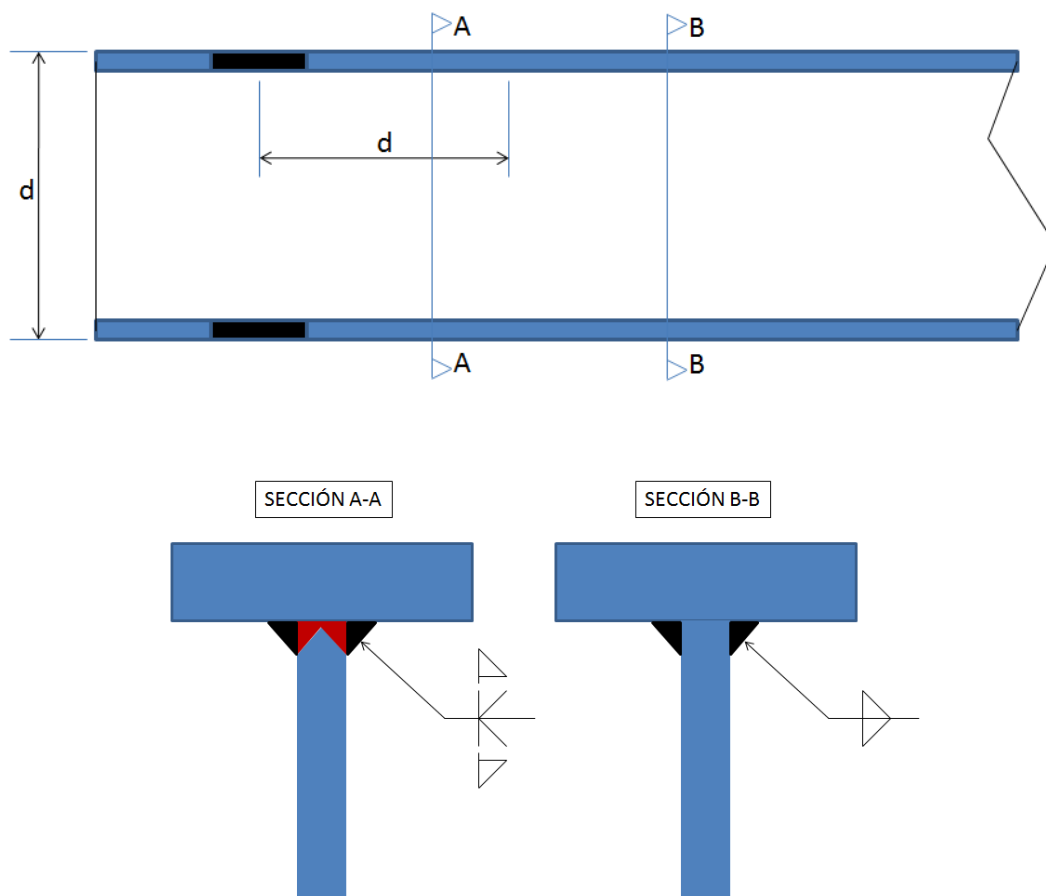
La sección reducida se encuentra a una distancia de 23 centímetros de la cara de la columna por lo tanto debemos observar el momento a 38 centímetros.



El momento actuante de la viga en la zona donde se encuentra la sección reducida es $M = 14.62$ (T-m) y el momento resiste en esa zona es $M_{u\text{ res}} = 16.13$ (T-m) por lo tanto el diseño de la viga es correcto.

Para la fabricación de las vigas se debe seguir lo especificado en el código AISC 358-05, sección 2.3.2 que nos indica que las dimensiones deben ser parecidas a las dimensiones de las vigas "w".

Según el código AISC 358-05, sección 2.3.2a, la unión entre el alma y las alas debe ser realizada con soldadura continua, además en la zona comprendida entre el extremo de la viga y una distancia no menor que la altura de la viga más allá de la posición de la rótula plástica debe ser soldada mediante penetración completa (CJP) con dos filetes de refuerzo. Los filetes tendrán una dimensión entre el menor de 8mm y el espesor del alma de la viga.



En el diseño en acero se debe considerar el pandeo de las alas inferiores de las vigas, es decir aquellas que no se encuentran fijas a la losa. Para evitar este pandeo se utilizan pequeñas riostras las cuales se diseñan mediante la norma **AISC “Seismic Provisions for estructural Steel Buildings”, capítulo 9 (Special Moment Frames) Sección 9.8 Lateral Bracing of Beams**, donde se indica el procedimiento mediante varias fórmulas. En la siguiente tabla de Excel se han calculado todas estas fórmulas para el correcto diseño de los corta pandeos.

La tabla que se presenta es el diseño del corta pandeos que une la viga principal con la viga secundaria cuando estas están paralelas, en nuestro caso no es necesario un corta pandeos que se encuentre entre la viga principal y la viga secundaria cuando estas están perpendiculares entre si ya que la distancia entre el

ala inferior de la viga principal y el ala inferior de la viga secundaria es muy pequeña.

DISEÑO DE RIOSTRAS PARA VIGAS EN SISTEMAS SMF

Fluencia del acero, F_y **36.00** (Ksi) ==> 2,531.05 (Kg/cm²)

bf (mm)	175
tf (mm)	15
hw (mm)	335
tw (mm)	8

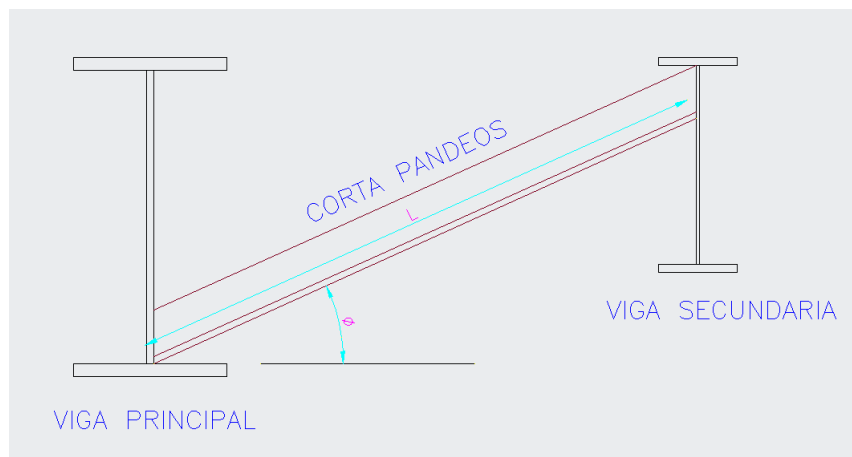
Radio de Giro Menor en la Viga, r_y (cm)	4.11
Modulo Plástico de la Sección, Z (cm ³)	1,143.20
R_y (Tabla I-6-1, Seismic Provisions)	1.50
Distancia entre Centroides de Alas, h_0 (cm)	35.00
Longitud de la Riostra, L (cm)	158.00

Momento Ultimo Requerido, M_r (tm)	43.40
Máxima Longitud entre Riostras, L_b (m)	2.85
Longitud Colocada entre Riostras, L_b (m)	1.50
C_d	1.00 (9.8) AISC-341

Resistencia Requerida en Riostra Normal, P_{br} (Kg)	2,480.14 (A-6-7) AISC-360
Resistencia Requerida en Riostra Rótula Plástica, P_{br} (Kg)	7,440.42
Rigidez Requerida en Riostras, β_{br} (Kg/cm)	11,022.85 (A-6-8) AISC-360

Angulo de la Riostra, θ (grados) **12.00** **0.21** (Radianes)

Area Requerida de Riostra, A (cm²) **0.89**

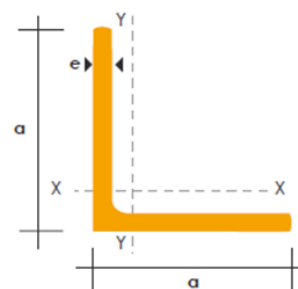


Una vez que tenemos el área requerida del corta pandeo o riostra podemos utilizar cualquier tipo de elemento que posea esta mínima área de acero siempre y cuando soporte la resistencia requerida a compresión dado en la tabla anterior, además se

debe tomar en cuenta que en la zona de la rótula plástica los corta pandeos requieren una resistencia mayor a la compresión por lo que existirán dos perfiles diferentes uno usado para la zona de rotula plástica y otro para el resto de la viga.

A continuación se presenta una tabla de un fabricante de perfiles tipo ángulo:

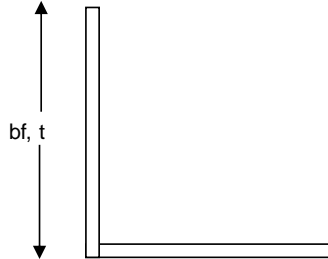
DENOMINACION	DIMENSIONES		PESO		AREA
	mm		kg/m	kg/6m	cm2
a	e				
AL 20X2	20	2	0.60	3.62	0.76
AL 20X3	20	3	0.87	5.27	1.11
AL 25X2	25	2	0.75	4.56	0.96
AL 25X3	25	3	1.11	6.68	1.41
AL 25X4	25	4	1.45	8.75	1.84
AL 30X3	30	3	1.36	8.13	1.71
AL 30X4	30	4	1.77	10.63	2.24
AL 40X3	40	3	1.81	11.00	2.31
AL 40X4	40	4	2.39	14.34	3.04
AL 40X6	40	6	3.49	21.34	4.44
AL 50X3	50	3	2.29	13.85	2.91
AL 50X4	50	4	3.02	18.33	3.84
AL 50X6	50	6	4.43	26.58	5.64
AL 60X6	60	6	5.37	32.54	6.84
AL 60X8	60	8	7.09	42.54	9.03
AL 65X6	65	6	5.84	35.25	7.44
AL 70X6	70	6	6.32	38.28	8.05
AL 75X6	75	6	6.78	40.65	8.64
AL 75X8	75	8	8.92	54.18	11.36
AL 80X8	80	8	9.14	55.60	11.60
AL 100X6	100	6	9.14	56.95	11.64
AL 100X8	100	8	12.06	74.05	15.36
AL 100X10	100	10	15.04	90.21	19.15
AL 100X12	100	12	18.26	109.54	22.56



El perfil que se usara en toda la viga excepto en la zona de sección reducida es un ángulo de 50x6 cuya área es 5.64 cm² y cuya resistencia a la compresión es la que se muestra en la siguiente tabla:

ANGULO DE ALAS IGUALES EN COMPRESION (LRFD)

CARGA AXIAL UNICAMENTE



Area de la Sección, A_g (cm ²)	5.64
Ancho de las Alas, b_f (cm)	5.00
Espesor de las Alas, t (cm)	0.600

		Q
$b/t \leq 0.466 (E/F_y)^{1/2}$	13.23	1.00
$0.466 (E/F_y)^{1/2} < b/t < 0.910 (E/F_y)^{1/2}$		1.12
$b/t \geq 0.910 (E/F_y)^{1/2}$	25.83	6.19

λ_c 1.803

F_{cr} (Kg/cm²) 683.08

P_n (t) 3.85

$P_u \max = 0.90P_n$ (t) 3.47

F_y (Ksi)	36.00
F_y (Kcm ²)	2,531.05
E (Ksi)	29,000.00
G (Ksi)	11,200.00

K	1.00
L (m)	1.58
$r_{critico}$ (cm)	0.983

$K \cdot L / r_{crit}$ 160.74 OK

b/t_f 8.33

Q_{apl}	1.00
-----------	------

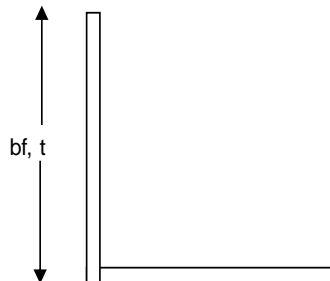
$\lambda_c Q^{1/2}$ 1.80

Como podemos observar la resistencia requerida para este corta pandeos es de 2.48 (T) y la resistencia ultima a la compresión del ángulo de 50x6 es de 3.47 (T), es decir que el diseño es correcto.

El perfil que se usara en la zona de sección reducida es un ángulo de 60x8 cuya área es 90.3 cm² y cuya resistencia a la compresión es la que se muestra en la siguiente tabla:

ANGULO DE ALAS IGUALES EN COMPRESION (LRFD)

CARGA AXIAL UNICAMENTE



Fy (Ksi)	36.00
Fy (Kcm ²)	2,531.05
E (Ksi)	29,000.00
G (Ksi)	11,200.00

K	1.00
L (m)	1.58
r _{critico} (cm)	1.222

K.L/r_{crit} 129.32 OK

Area de la Sección, Ag (cm ²)	9.03
Ancho de las Alas, bf (cm)	6.00
Espesor de las Alas, t (cm)	0.800

b/tf 7.50

	Q	
b/t ≤ 0.466 (E/Fy) ^{1/2}	13.23	1.00
0.466 (E/Fy) ^{1/2} < b/t < 0.910 (E/Fy) ^{1/2}		1.14
b/t ≥ 0.910 (E/Fy) ^{1/2}	25.83	7.65

Qapl	1.00
------	------

λ_c 1.450

λ_c Q^{1/2} 1.45

F_{cr} (Kg/cm²) 1,049.35

P_n (t) 9.48

Pu max = 0.90P_n (t) 8.53

Como podemos observar la resistencia requerida para este corta pandeos es de 7.44 (T) y la resistencia ultima a la compresión del ángulo de 60x8 es de 8.53 (T), es decir que el diseño es correcto.

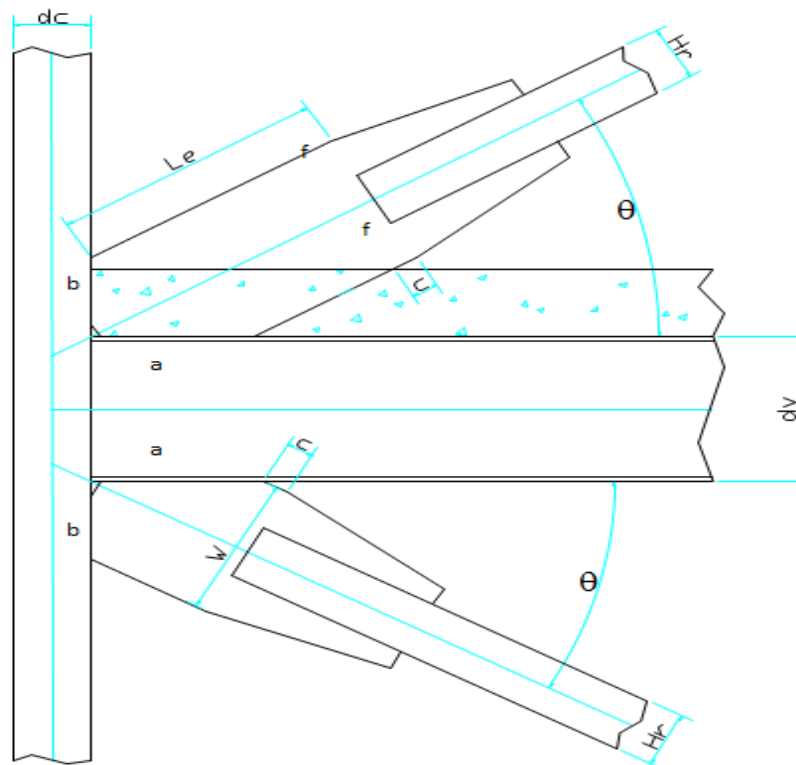
6.7.3.6. Diseño Riostras.

Se debe diseñar las riostras con la máxima fuerza axial a la que esté sometida.

Barra/Nudo/Caso	FX (T)	MY (Tm)	MZ (Tm)	Definición
1174/ 38/ ELU/9	43.93>>	-0.40	0.08	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*1.00 + 6*0.30
1174/ 106/ ELU/38	-35.03<<	0.06	-0.05	1*0.68 + 2*0.68 + 5*1.00 + 6*0.30
1174/ 106/ ELU/38	-35.03	0.06>>	-0.05	1*0.68 + 2*0.68 + 5*1.00 + 6*0.30
1174/ 38/ ELU/9	43.93	-0.40<<	0.08	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*1.00 + 6*0.30
1174/ 38/ ELU/13	18.47	-0.31	0.13>>	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*0.30 + 6*1.00
1174/ 106/ ELU/27	-6.01	-0.10	-0.11<<	1*1.42 + 2*1.42 + 3*0.50 + 5*0.30 + 6*1.00

En el presente caso se obtuvo que la riostra más esforzada tiene como esfuerzo axial 43.93 (T) por lo que el tamaño de riostra no necesita ser mayor que 150x150x10 (mm).

A continuación se presenta el cálculo para el diseño de las dimensiones de las placas de unión viga-columna-riostra



PLACAS DE UNION PARA RIOSTRAS

RIOSTRA		
Ry	1.5	
Fy (Kg/cm ²)	2530	
Ag (cm ²)	68	
Angulo θ	26	
Altura, Hr(mm)	150	
Ancho, Br (mm)	150	
Espesor, t(mm)	10	

Longitud Pandeo direccion Hr, Lh(cm)	400
Longitud Pandeo direccion Br, Lb(cm)	400

PLACA		
Fy (Kg/cm ²)	2530	
Espesor, t(mm)	25	
Fu (Kg/cm ²)	4200	
Chaflan (mm)	40	

SUELDA		
Electrodo (ksi)	70	
Electrodo (Kg/cm ²)	4921.49	
Dimension filete (Riostra-Placa), tw(mm)	6	
Dimension filete (Placa-Viga/Columna), tw(mm)	20	

Pu (Kg)	258,060
---------	---------

Ancho minimo 1, W ₁ (mm)	450
Ancho minimo 2, W ₂ (mm)	365

Ancho minimo, Wmin (mm)	450
Ancho adoptado, W (mm)	450
a (mm)	513
b (mm)	250
Longitud de suelda min, Lw1(mm)	687
Longitud de suelda min, Lw2(mm)	300
Longitud de suelda min, Lw3(mm)	260
Lw adoptado (mm)	700

a colocado (mm)	550
b colocado (mm)	300

(Whitmore)

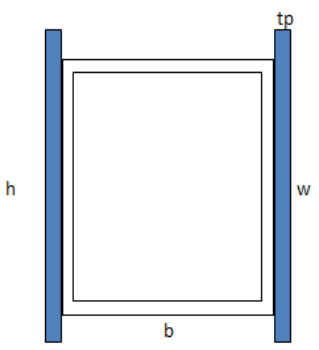
OK

Maximo de los tres anteriores

Capacidad ultima de placa, Tensión (Kg)	258,212	OK
---	---------	----

c min(mm)	50.4
c adoptado(mm)	60

TRASLAPE PARA RIOSTRAS AISC 341-05



Las dimensiones h y b son externas

h =	150	(mm)
b =	150	(mm)
t =	10	(mm)

Limite de Fluencia, $F_y = 36.00$ (Ksi) ==> $2,531.05$ (Kg/cm²)
 $R_y = 1.50$ (Tabla I-6-1)

Ancho de Placas, w (mm)	250
Espesor de Placas, tp (mm)	20

h =	15.00	(cm)	h' =	13.00	(cm)	Agr =	56.00	(cm ²)
b =	15.00	(cm)	b' =	13.00	(cm)	Ir _h =	1,838.67	(cm ⁴)
t =	1.00	(cm)				Z _{rb} =	294.50	(cm ³)

Condición 1: Inercia de las placas

Ir _b =	1,838.67	(cm ⁴)
I _p =	7,225.00	(cm ⁴)

Ok, Inercia Adecuada

Condición 2: Capacidad a Compresión

R _y F _y A =	212.61	(t)
φP _n =	227.79	(t)

Ok, Capacidad Adecuada

Condición 3: Capacidad a Momento

1.1R _y F _y Z =	12.30	(t.m)
φM _n =	19.36	(t.m)

Ok, Capacidad Adecuada

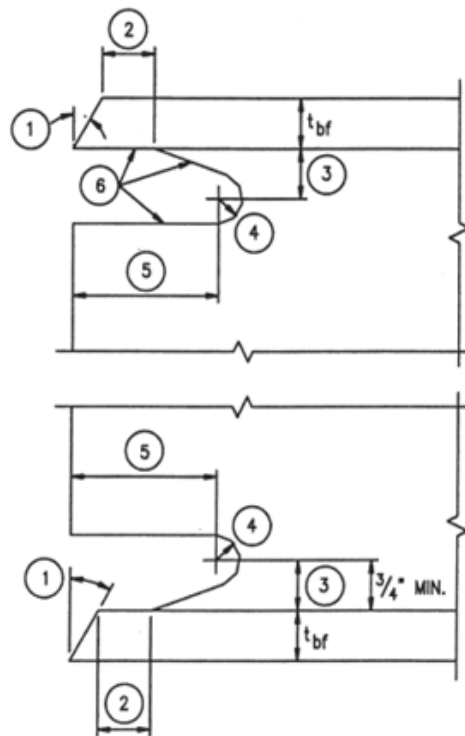
Electrodo para soldadura	70.00	(Ksi) ==>	4,921.49	(Kg/cm ²)	
Dimensión del Filete, tw (mm)	10		Fw =	2,952.89	(Kg/cm ²)
tef (mm)	7.07		φw =	0.75	
Fv (t)	212.61				
Lrequerida (cm)	33.95				

La unión viga-columna-riosta se la realizo según lo especificado con el código AISC.

La dimensión y los detalles de las riostras y sus uniones se encuentran en los planos estructurales “**A.E.15. DETALLES**”.

6.7.3.7. Diseño de unión viga-columna.

Como primer paso se debe realizar el biselado de la viga que llega hasta la columna, refiriéndose al código AISC 341-0.5 Sección 11.2.a “Requirements for FR Moment Connections”



- Notes:
1. El biselado requerido por la suelda
 2. El más largo entre t_{bf} "o" 1/2 pulgadas. (13mm) (mas $1/2 t_{bf}$, o menos $1/4 t_{bf}$)
 3. $3/4 t_{bf}$ to t_{bf} , 3/4 pulgadas (19mm) mínimo ($\pm 1/4$ pulgadas) (± 6 mm)
 4. 3/8 pulgadas (10mm) mínimo radio
 5. $3t_{bf}$ ($\pm 1/2$ pulgada) (± 13 mm)
 6. Ver FEMA-353, "recommended Specifications and quality assurance Guidelines for Steel Moment- Frame Construction for Seismic Applications, " para la fabricación de detalles incluidos los métodos de corte.

En el presente caso las dimensiones se las puede visualizar en el plano de detalles E04

En el caso de la placa de unión entre la viga y la columna se debe tener en cuenta que el espesor de la misma debe ser por lo menos igual al espesor mínimo de la suelda dado en la tabla J2.4 del código AISC 350-05, además se debe tomar en cuenta las limitaciones (a) y (b) que mencionan lo siguiente:

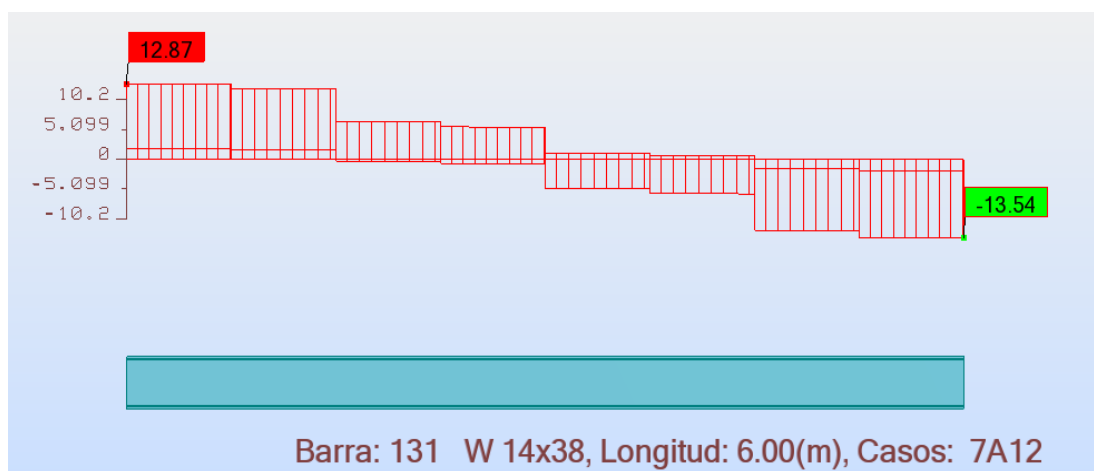
- a) Para placas cuyos espesores sean menores que 6 milímetros, el espesor de la suelda podrá estar en todo el espesor de la placa.

- b) Para Placas cuyos espesores son mayores e iguales a 6 milímetros, el espesor de la suelda podrá ocupar el espesor de la placa menos 2 milímetros.

<p>TABLA J2.4 MINIMO ESPESOR DE FILETE DE SUELDA</p>	
Espesor más delgado de los materiales a juntarse en milímetros	Mínimo espesor del filete de suelda^a en milímetros
6 mm	3 mm
mayor de 6 mm hasta 13mm	5 mm
mayor de 13 mm hasta 19mm	6 mm
mayor de 19 mm	8 mm
^a Dimensión de las sueldas de filete. Nota : ver sección J2.2b para máximo tamaño del filete de suelda	

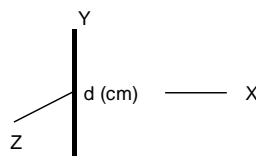
De la tabla anterior se obtiene que el espesor de suelda y placa de unión viga-columna debe ser mínimo de 5mm ya que las vigas principales tienen un espesor en el alma igual a 8mm.

Para el diseño de la suelda se necesita obtener el mayor corte presente entre viga-columna, el cual se obtiene del programa robot y cuyos resultados se presentan a continuación:



Mediante la siguiente tabla de Excel se obtendrá el diseño del cordón de suelda necesario para soportar el corte anterior.

En la Tabla de Excel “d” es la longitud de la suelda, y “tw” es el espesor de la misma, el “teff” es el espesor efectivo de la suelda.



Fux (t)	0.00	Mux (tm)	0.00
Fuy (t)	-13.54	Muz (tm)	0.00
Fuz (t)	0.00		
d (cm)	25.00	tw (mm)	5.00
		teff (cm)	0.35

Aw (cm ²)	8.84	cx, cz (cm)	12.50
Iwx, Iwz (cm ⁴)	460.29		

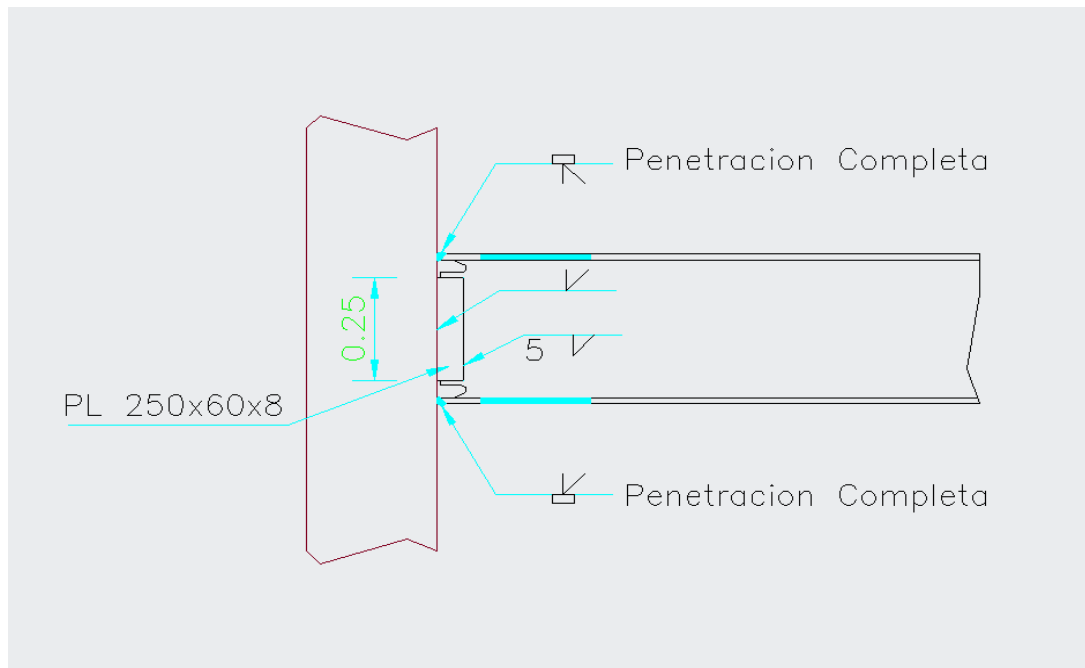
Esfuerzos en extremo Superior (Kg/cm ²)							
Dirección	Por Fuerzas			Por Momentos			TOTAL
	fux	fuy	fuz	fux	fuy	fuz	
x	0.00			0.00			0.00
y		-1,532.11					-1,532.11
z			0.00			0.00	0.00
COMPONENTE							1,532.11

Esfuerzos en extremo Inferior (Kg/cm ²)							
Dirección	Por Fuerzas			Por Momentos			TOTAL
	fux	fuy	fuz	fux	fuy	fuz	
x	0.00			0.00			0.00
y		-1,532.11					-1,532.11
z			0.00			0.00	0.00
COMPONENTE							1,532.11

Material de Soldadura, F _{EXX} (Ksi)	60.00
---	-------

Esfuerzo Ultimo Máximo (Kg/cm ²)	1,898.29	Ok, SOLDADURA ADECUADA
--	----------	------------------------

A continuacion se presenta el grafico de la unión viga columna, con todo lo diseñado anteriormente:

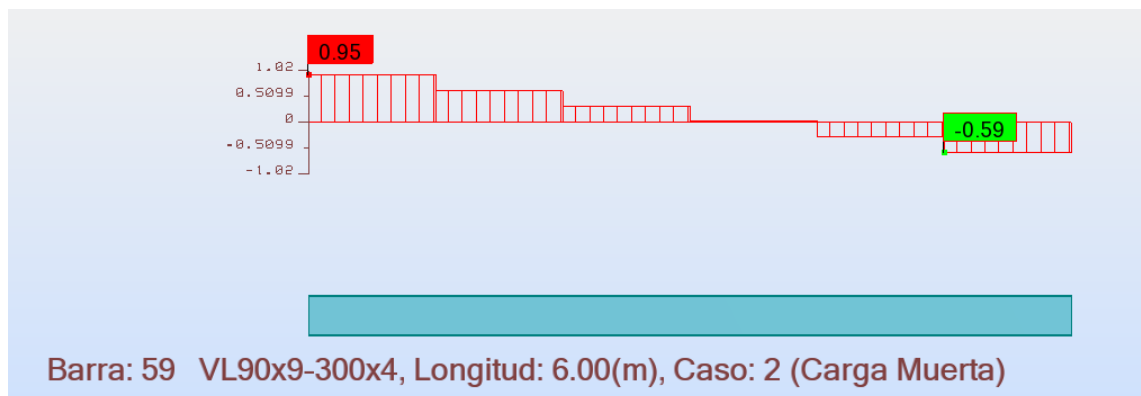
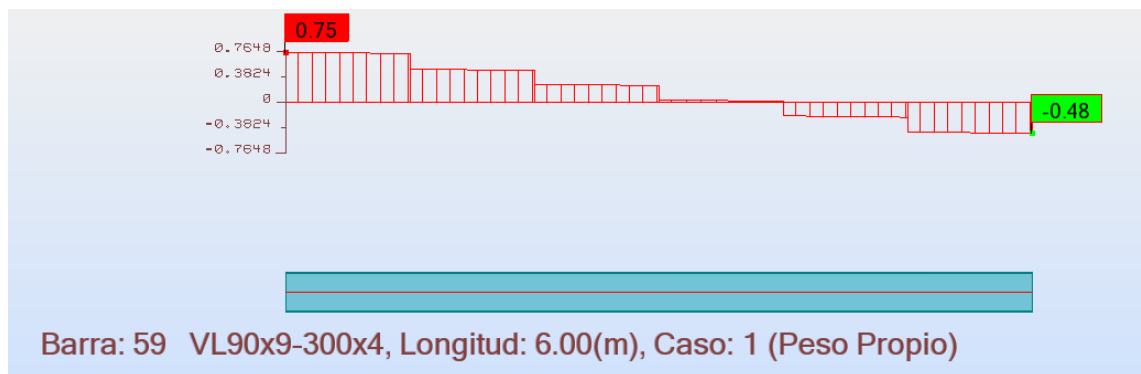


6.7.3.8. Unión Viga principal de acero – Viga secundaria acero.

El procedimiento de cálculo para el diseño de la Unión Viga Principal - Viga secundaria será el mismo para todas las estructuras de acero estructural. En este capítulo se presentará como ejemplo el cálculo de la Unión Viga Principal - Viga secundaria de la estructura de 5 pisos.

Se debe realizar un biselado de la viga secundaria que llega hasta la viga principal, de modo que el alma de la viga secundaria se pueda soldar perpendicular al alma de la viga principal.

Para el diseño de la suelda continua se necesita obtener el mayor corte por peso propio más carga muerta, presente entre viga principal - viga secundaria, el cual se obtiene del programa robot y cuyos resultados se presentan a continuación:



El cortante máximo por Peso propio mas carga muerta sería $0.75 + 0.95 = 1.7$ (T)

Mediante la siguiente tabla de Excel se obtendrá el diseño del cordón de solda necesario para soportar el corte anterior.

En la Tabla de Excel “d” es la longitud de la solda, y “tw” es el espesor de la misma, el “teff” es el espesor efectivo de la solda.

Fux (t)	0.00	Mux (tm)	0.00
Fuy (t)	-1.70		
Fuz (t)	0.00	Muz (tm)	0.00
d (cm)	15.00	tw (mm)	3.00
		teff (cm)	0.21

Aw (cm ²)	3.18	cx, cz (cm)	7.50
Iwx, Iwz (cm ⁴)	59.65		

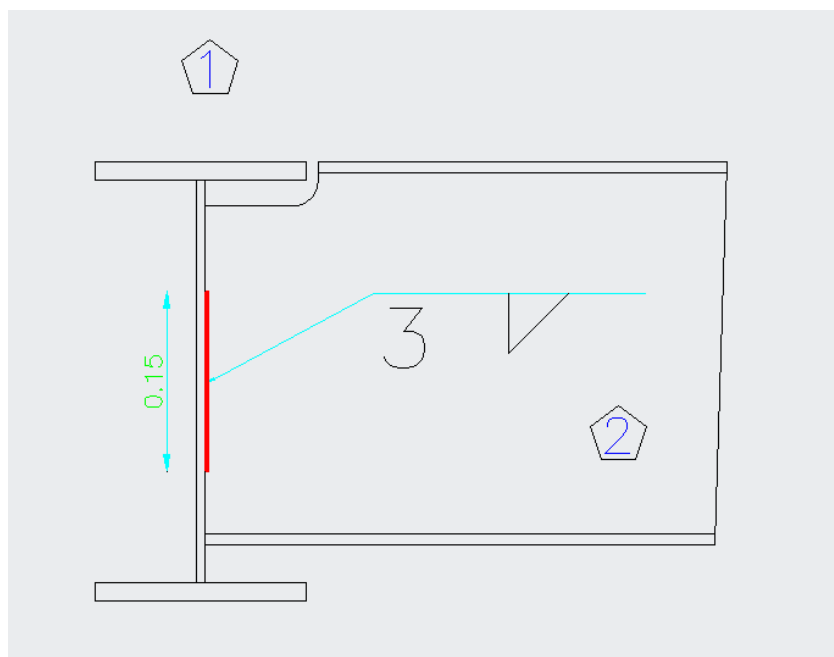
Esfuerzos en extremo Superior (Kg/cm ²)						
	Por Fuerzas			Por Momentos		
Dirección	fux	fuy	fuz	fux	fuy	fuz
x	0.00			0.00		
y		-534.34				
z			0.00			0.00
COMPONENTE						534.34

Esfuerzos en extremo Inferior (Kg/cm ²)						
	Por Fuerzas			Por Momentos		
Dirección	fux	fuy	fuz	fux	fuy	fuz
x	0.00			0.00		
y		-534.34				
z			0.00			0.00
COMPONENTE						534.34

Material de Soldadura, F _{EXX} (Ksi)	60.00
---	-------

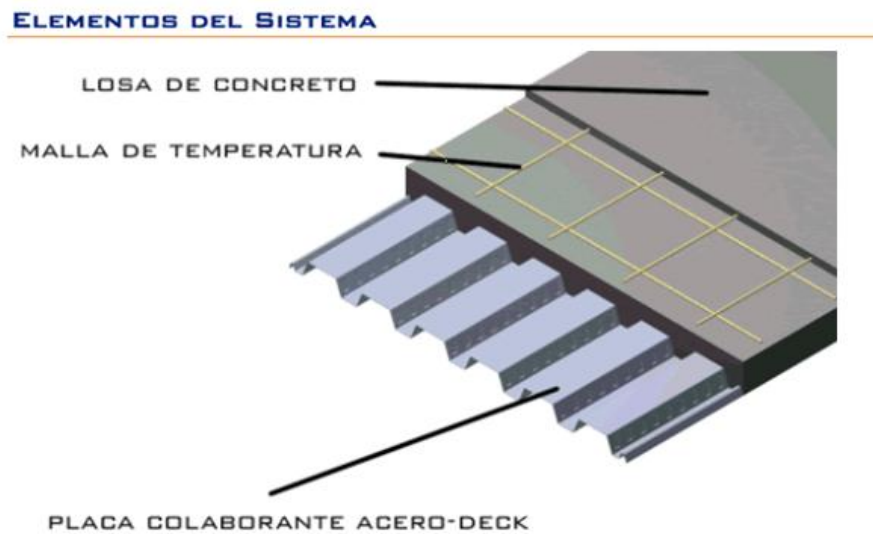
Esfuerzo Ultimo Máximo (Kg/cm ²)	1,898.29	Ok, SOLDADURA ADECUADA
--	----------	------------------------

Como se observa la soldadura puede ser de 15cm de largo utilizando el mínimo espesor que nos da la tabla J2.4 del código AISC 350-05, que en este caso sería 3mm.

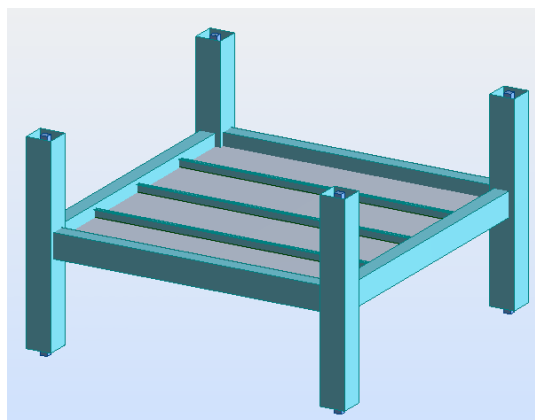


6.7.4. Losa.

El sistema de piso que se va a utilizar en todas las losas de las estructuras ya sean de hormigón armado o de acero estructural será el sistema de placa colaborante Acero-Deck.



Este sistema de placa colaborante descansa sobre vigas secundarias de acero que deben ser debidamente diseñadas para resistir los esfuerzos a los que van a estar sometidas.



En el diseño se realizó un estudio de vibraciones de este sistema de losas para comprobar que las vibraciones producidas por el tráfico normal no sean excesivas y

se encuentren dentro del rango normal permitido, para lo cual se modelo en el programa Robot una sección de losa colocando relajaciones que permitan la rotaciones en el eje “y” de la viga secundaria, y realizando un análisis modal para obtener la frecuencia de vibración y la aportación de masa modal para ingresar a las tablas que nos da la guía “design guide for floor vibrations”.

6.7.4.1. Determinación de las características del piso

El amortiguamiento tiene una gran influencia en el comportamiento de la vibración del piso. Independientemente del método escogido para determinar la frecuencia natural y la masa modal, los valores de amortiguamiento para un sistema vibratorio pueden ser definidos con los valores dados en la tabla 1. Estos valores consideran el amortiguamiento natural por diferentes materiales tales como los muebles y los acabados del piso.

El amortiguamiento del sistema D es obtenido por la sumatoria de los valores obtenidos desde $D1$ a $D3$ de la siguiente tabla:

Tabla 1 Determinación de amortiguación

Tipo	Amortiguamiento (% de Amortiguamiento crítico)
Amortiguamiento debido al tipo de estructura, D ₁	
Madera	6%
Concreto	2%
Acero	1%
Compuesto (acero-concreto)	1%
Amortiguación debido al mobiliario, D ₂	
Oficina tradicional para 1 a 3 personas con paredes de separación	2%
oficinas sin carga de libros	0%
oficina de planta abierta	1%
Bibliotecas	1%
Casas	1%
Escuelas	0%
Gimnasios	0%
Amortiguación debido a los acabados, D ₃	
Piso bajo la planta	1%
Piso flotante libre	0%
Región de natación	1%
AMORTIGUAMIENTO TOTAL, D= D ₁ + D ₂ + D ₃	

Según esta tabla podemos obtener el amortiguamiento de nuestras edificaciones:

Structural Damping, D₁

Para el diseño de vibraciones de la edificación de hormigón armado tomaremos el parámetro D₁ como una composición acero-concreto (1%) y para el caso de la edificación de acero utilizaremos D₁ como acero (1%).

Damping due to furniture, D₂

Todas las edificaciones que se van a diseñar estarán destinadas a departamentos por lo que se usara Houses=1%

Damping due to finishes, D₃

En este parámetro escogimos “ceiling under the floor=1%” ya que se colocara cielo raso

Total $D = D1 + D2 + D3$

$D = 1\% + 1\% + 1\% = 3\%$

Por lo tanto como los parámetros D1, D2 y D3 son iguales en ambas estructuras se toma el mismo amortiguamiento para ambas estructuras.

6.7.4.2. Clasificación de la vibración.

Debe notarse que la vibración considerada en esta guía de diseño es relevante solamente para el confort de los ocupantes. Esto no es relevante para la integridad estructural.

La siguiente tabla clasifica la vibración dentro de algunas clases y da también recomendaciones para la asignación de las mismas en función del piso considerado.

Tabla 2. Clasificación de la respuesta del piso y recomendaciones para la aplicación de clases

CLASES	OS-RMS ₉₀		FUNCION DEL PISO									
	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	ESPACIO DE TRABAJO CRITICO	SALUD	EDUCACION	RESIDENCIAL	OFICINA	REUNIONES	ALMACEN	HOTEL	INDUSTRIA	DEPORTE
A	0.0	0.1	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO
B	0.1	0.2	CRITICO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO
C	0.2	0.8	NO RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO
D	0.8	3.2	NO RECOMENDADO	CRITICO	CRITICO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO	RECOMENDADO
E	3.2	12.8	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	CRITICO	CRITICO	CRITICO	CRITICO	CRITICO	RECOMENDADO	RECOMENDADO
F	12.8	51.2	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	NO RECOMENDADO	CRITICO	CRITICO

RECOMENDADO
 CRITICO
 NO RECOMENDADO

En la tabla podemos observar que para un piso residencial la respuesta del mismo está entre A y D para que esté en el rango recomendable.

Según la guía de diseño para vibraciones de piso “design guide for floor vibrations”, existen varios diagramas “Frecuencia vs Masa modal” dependiendo del grado de amortiguamiento del sistema de piso, en nuestro caso el grado de amortiguamiento es de 3% por lo que se utilizara el diagrama 6 que se mostrara posteriormente.

Para encontrar la masa modal y la frecuencia se hicieron dos análisis en el primero (caso1) se consideró que la carga muerta no estaba acoplada al sistema, y el otro (caso2) acoplando la carga muerta al sistema.

Caso1:

Fr = 13.00 (Hz)

Mz= 2116.5 (Kg)

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	mZ (kg)
4/ 1	12.99	2116.50
4/ 2	21.00	1506.01
4/ 3	25.97	4027.59
4/ 4	28.05	2152.93
4/ 5	32.21	1650.48
4/ 6	34.11	2926.85
4/ 7	34.52	220.15
4/ 8	34.75	1391.41
4/ 9	40.29	889.54
4/ 10	45.12	691.23

En este caso las vibraciones son mayores ya que no existe amortiguamiento por parte de la carga muerta sin embargo la masa modal es menor.

Caso2:

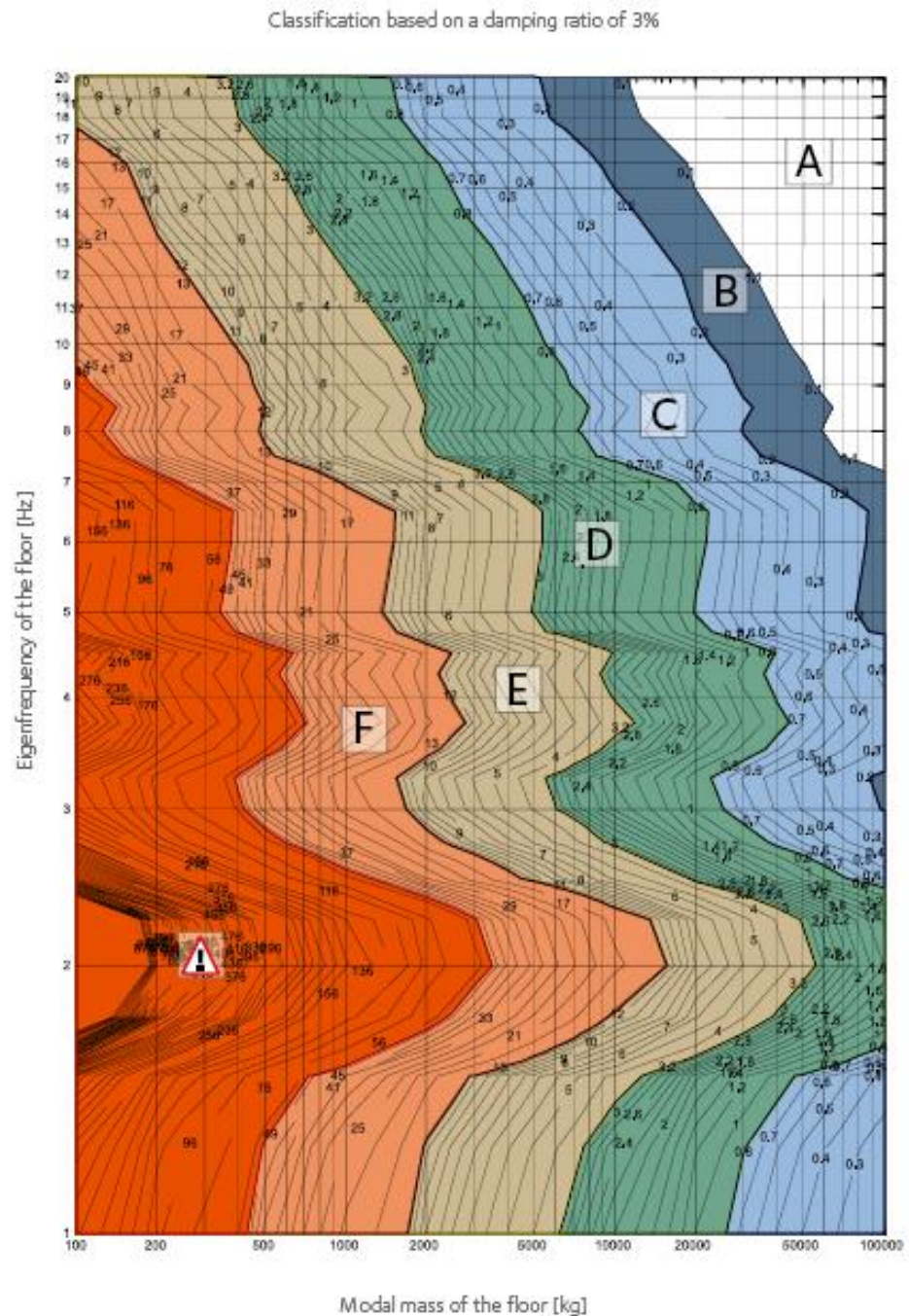
Fr = 8.23 (Hz)

$M_z = 5257.62 \text{ (Kg)}$

En este caso las vibraciones son menores ya que existe amortiguamiento por parte de la carga muerta pero la masa modal es mayor.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	mZ (kg)
4/ 1	8.23	5257.62
4/ 2	13.36	3447.25
4/ 3	18.82	7381.09
4/ 4	19.19	2845.12
4/ 5	24.09	1911.60
4/ 6	26.70	343.32
4/ 7	26.76	1265.89
4/ 8	27.29	5003.60
4/ 9	29.45	1399.15
4/ 10	31.67	1767.67

Figure 6 OS-RMS₉₀ for 3% Damping



El punto obtenido por la intersección de estas dos coordenadas cae dentro de la clase D (color verde) que está dentro de los parámetros recomendados.

7. COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL.

En este capítulo se muestra la diferencia económica que existe entre las estructuras desde dos puntos de vista, el primero compara las estructuras como obra muerta y el segundo compara las estructuras incluyendo los acabados de las mismas.

Para los acabados se consideró un costo de 300 dólares por m², este costo es el mismo para todas las edificaciones.

Para el análisis de los costos de las estructura se utilizaron Análisis de Precios Unitarios en base a los precios dados por la Cámara de la Construcción.

7.1. Comparación económica entre la estructura de hormigón armado de 5 pisos y la estructura de acero estructural de 5 pisos.

A continuación se presenta la tabla de presupuesto de la estructura de hormigón armado:

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
FECHA 19/10/2011
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
PROPIETARIO Juan Francisco Salazar - Miguel Torres

COD.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	SUBTOTAL [\$]
001	Replanteo y nivelación	m2	432.00	1.24	535.23
002	Excavación manual en cimientos y plintos	m3	300.00	8.13	2439.91
003	Desalojo de Tierras	m3	105.00	7.51	788.25
004	Relleno con suelo natural	m3	205.60	7.47	1535.82
005	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	10.00	101.10	1011.00
006	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	84.72	124.31	10531.70
007	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas	m3	10.35	107.50	1112.64
008	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	m2	432.00	15.56	6724.01
009	Encofrado y desencofrado en columnas	m2	915.00	8.77	8020.33
010	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para columnas	m3	154.00	150.80	23222.74
011	Encofrado y desencofrado en vigas	m2	1232.70	8.77	10805.09
012	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para vigas	m3	180.35	156.42	28210.23
013	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	22314.10	2.02	44966.70
014	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2160.00	12.08	26099.17
015	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	2160.00	2.42	5222.83
016	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	140.85	114.29	16097.14
017	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	61648.68	1.41	86672.69
018	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	m2	17.28	148.38	2564.07

OBRA MUERTA

SUBTOTAL	276,559.56 \$
IVA 12%	33,187.15 \$
TOTAL	309,746.71 \$

ACABADOS

ACABADOS	648,000.00 \$
OBRA MUERTA	276,559.56 \$
IVA 12%	110,947.15 \$
TOTAL	1,035,506.71 \$

A continuación se presenta la tabla de presupuesto de la estructura de acero estructural:

PRESUPUESTO

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
FECHA 19/10/2011
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
PROPIETARIO Juan Francisco Salazar - Miguel Torres

COD.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	SUBTOTAL [\$]
001	Replanteo y nivelación	m2	432.00	1.24	534.99
002	Excavación manual en cimientos y plintos	m3	172.45	8.13	1402.54
003	Desalojo de tierras	m3	59.20	7.51	444.42
004	Relleno con suelo natural	m3	124.10	7.47	927.02
005	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	5.75	101.10	581.32
006	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	40.00	124.31	4972.48
007	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas	m3	10.80	107.50	1161.01
008	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	m2	432.00	15.56	6724.01
009	Encofrado y desencofrado en pedestales	m2	63.40	8.77	555.73
010	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales	m3	8.40	150.80	1266.70
011	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	m2	5.00	302.35	1511.77
012	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	m2	4.65	200.48	932.25
013	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	56268.80	2.51	141026.85
014	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	55000.00	2.35	129253.65
015	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	23210.00	2.02	46772.09
016	Corta Pandeos	m	437.50	7.34	3209.98
017	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2160.00	12.08	26099.17
018	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	2160.00	2.42	5222.83
019	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	162.00	105.66	17116.24
020	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	4690.00	1.41	6593.73

OBRA MUERTA

SUBTOTAL	396,308.80 \$
IVA 12%	47,557.06 \$
TOTAL	443,865.86 \$

ACABADOS

ACABADOS	648,000.00 \$
OBRA MUERTA	396,308.80 \$
IVA 12%	125,317.06 \$
TOTAL	1,169,625.86 \$

El costo de la edificación de hormigón armado como obra muerta es de 309,746.71\$ y el costo de la edificación de acero estructural como obra muerta es de 443,865.86\$, por lo tanto comparando estos valores la estructura de acero estructural es mayor en un 43.29% que la estructura de hormigón armado.

El costo de la edificación de hormigón armado que incluye acabados es de 1'035,506.71\$ y el costo de la edificación de acero estructural que incluye acabados es de 1'169,625.85\$, por lo tanto comparando estos valores la estructura de acero

estructural es mayor en un 12.95% que la estructura de hormigón armado.

Los análisis de precios unitarios de los edificios de 5 pisos de hormigón armado y acero estructural se encuentran en el **Anexo 5** de la presente tesis.

7.2. Comparación económica entre la estructura de hormigón armado de 10 pisos y la estructura de acero estructural de 10 pisos.

A continuación se presenta la tabla de presupuesto de la estructura de hormigón armado:

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
FECHA 19/10/2011
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
PROPIETARIO Juan Francisco Salazar - Miguel Torres

COD.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	SUBTOTAL [\$]
001	Replanteo y nivelación	m2	432.00	1.24	535.23
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	3001.65	1.67	5017.01
003	Desalojo de Tierras	m3	2889.50	3.67	10602.22
004	Relleno con suelo natural	m3	112.15	7.47	837.75
005	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	10.05	101.10	1016.05
006	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	86.70	124.31	10777.84
007	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas	m3	11.05	107.50	1187.89
008	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	m2	432.00	15.56	6724.01
009	Encofrado y desencofrado en columnas y muros	m2	2065.00	8.77	18100.52
010	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para columnas y muros	m3	422.75	150.80	63749.45
011	Encofrado y desencofrado en vigas	m2	2228.00	8.77	19529.28
012	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para vigas	m3	325.06	156.42	50845.68
013	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	46408.00	2.02	93520.00
014	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	4320.00	12.08	52198.35
015	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	4320.00	2.42	10445.67
016	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	285.66	114.29	32646.85
017	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	106909.66	1.41	150305.70
018	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	m2	35.75	148.38	5304.72

OBRA MUERTA

SUBTOTAL	533,344.22 \$
IVA 12%	64,001.31 \$
TOTAL	597,345.52 \$

ACABADOS

ACABADOS	1,296,000.00 \$
OBRA MUERTA	533,344.22 \$
IVA 12%	219,521.31 \$
TOTAL	2,048,865.52 \$

A continuación se presenta la tabla de presupuesto de la estructura de acero estructural:

PRESUPUESTO

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
FECHA 19/10/2011
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
PROPIETARIO Juan Francisco Salazar - Miguel Torres

COD.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	SUBTOTAL [\$]
001	Replanteo y nivelación	m2	432.00	1.24	534.99
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	2888.75	1.67	4828.31
003	Desalojo de tierras	m3	2817.30	3.67	10337.30
004	Relleno con suelo natural	m3	71.45	7.47	533.73
005	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	6.30	101.10	636.93
006	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	13.25	124.31	1647.13
007	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas	m3	8.20	107.50	881.51
008	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	m2	432.00	15.56	6724.01
009	Encofrado y desencofrado en pedestales y muros	m2	606.45	8.77	5315.77
010	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales y muros	m3	158.15	150.80	23848.55
011	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	m2	5.00	302.35	1511.77
012	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	m2	9.30	200.48	1864.50
013	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	132633.60	2.51	332420.44
014	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	105562.70	2.35	248079.36
015	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	48196.76	2.02	97124.65
016	Corta Pandeos	m	806.00	7.34	5913.71
017	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	4320.00	12.08	52198.35
018	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	4320.00	2.42	10445.67
019	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	324.00	105.66	34232.47
020	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	10185.47	1.41	14319.89

OBRA MUERTA

SUBTOTAL	853,399.04 \$
IVA 12%	102,407.88 \$
TOTAL	955,806.92 \$

ACABADOS

ACABADOS	1,296,000.00 \$
OBRA MUERTA	853,399.04 \$
IVA 12%	257,927.88 \$
TOTAL	2,407,326.92 \$

El costo de la edificación de hormigón armado como obra muerta es de 597,345.52\$ y el costo de la edificación de acero estructural como obra muerta es de 955,806.92\$, por lo tanto comparando estos valores la estructura de acero estructural es mayor en un 60.00% que la estructura de hormigón armado.

El costo de la edificación de hormigón armado que incluye acabados es de 2'048,865.52\$ y el costo de la edificación de acero estructural que incluye acabados

es de 2'407,326.92\$, por lo tanto comparando estos valores la estructura de acero estructural es mayor en un 17.50% que la estructura de hormigón armado.

Los análisis de precios unitarios de los edificios de 10 pisos de hormigón armado y acero estructural se encuentran en el **Anexo 6** de la presente tesis.

7.3. Comparación económica entre la estructura de hormigón armado de 15 pisos y la estructura de acero estructural de 15 pisos.

A continuación se presenta la tabla de presupuesto de la estructura de hormigón armado:

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
FECHA 19/10/2011
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
PROPIETARIO Juan Francisco Salazar - Miguel Torres

COD.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	SUBTOTAL [\$]
001	Replanteo y nivelación	m2	432.00	1.24	535.23
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	2977.00	1.67	4975.81
003	Desalojo de Tierras	m3	2977.00	3.67	10923.27
004	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	23.10	101.10	2335.40
005	Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para losas y vigas de cimentación	m3	235.38	147.71	34768.58
006	Encofrado y desencofrado en columnas y muros	m2	2915.00	8.77	25551.10
007	Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para columnas y muros	m3	562.22	174.20	97937.43
008	Encofrado y desencofrado en vigas	m2	3461.00	8.77	30337.00
009	Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para vigas	m3	505.41	179.82	90882.84
010	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	67314.20	2.02	135649.54
011	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	6480.00	12.08	78297.52
012	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	6480.00	2.42	15668.50
013	Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	426.51	137.69	58724.61
014	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	195482.53	1.41	274831.47
015	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	m2	53.00	148.38	7864.34

OBRA MUERTA

SUBTOTAL	869,282.65 \$
IVA 12%	104,313.92 \$
TOTAL	973,596.57 \$

ACABADOS

ACABADOS	1,944,000.00 \$
OBRA MUERTA	869,282.65 \$
IVA 12%	337,593.92 \$
TOTAL	3,150,876.57 \$

A continuación se presenta la tabla de presupuesto de la estructura de acero estructural:

PRESUPUESTO

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
FECHA 19/10/2011
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
PROPIETARIO Juan Francisco Salazar - Miguel Torres

COD.	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNIT. [\$]	SUBTOTAL [\$]
001	Replanteo y nivelación	m2	432.00	1.24	534.99
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	3017.35	1.67	5043.25
003	Desalojo de tierras	m3	2895.00	3.67	10622.40
004	Relleno con suelo natural	m3	122.30	7.47	913.57
005	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	11.15	101.10	1127.26
006	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	94.70	124.31	11772.34
007	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas	m3	11.25	107.50	1209.39
008	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	m2	432.00	15.56	6724.01
009	Encofrado y desencofrado en pedestales y muros	m2	611.25	8.77	5357.84
010	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales y muros	m3	155.25	150.80	23411.24
011	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	m2	5.00	302.35	1511.77
012	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	m2	13.95	200.48	2796.75
013	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	198950.50	2.51	498630.91
014	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	163584.70	2.35	384434.91
015	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	71407.36	2.02	143897.95
016	Corta Pandeos	m	1244.00	7.34	9127.36
017	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	6480.00	12.08	78297.52
018	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	6480.00	2.42	15668.50
019	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	486.00	105.66	51348.71
020	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	17465.59	1.41	24555.10
021	Riostras de Acero Estructural	Kg	10505.00	2.33	24437.85
022	Placa de conexión de Riostras	m2	13.00	392.17	5098.17
023	Placa de conexión viga-columna-riostra	m2	43.00	491.29	21125.34

OBRA MUERTA

SUBTOTAL	1,327,647.15 \$
IVA 12%	159,317.66 \$
TOTAL	1,486,964.81 \$

ACABADOS

ACABADOS	1,944,000.00 \$
OBRA MUERTA	1,327,647.15 \$
IVA 12%	392,597.66 \$
TOTAL	3,664,244.81 \$

El costo de la edificación de hormigón armado como obra muerta es de 973,596.5718\$ y el costo de la edificación de acero estructural como obra muerta es de 1'486,964.81\$, por lo tanto comparando estos valores la estructura de acero estructural es mayor en un 52.73% que la estructura de hormigón armado.

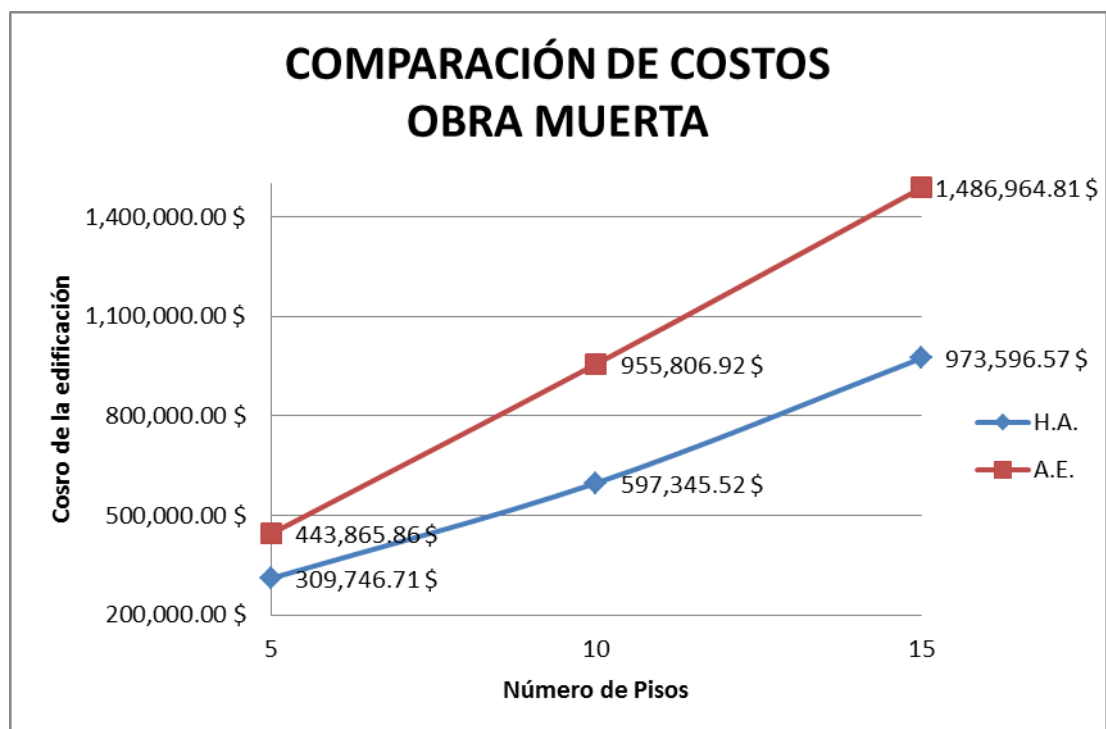
El costo de la edificación de hormigón armado que incluye acabados es de

3'150,876.57\$ y el costo de la edificación de acero estructural que incluye acabados es de 3'664,244.80\$, por lo tanto comparando estos valores la estructura de acero estructural es mayor en un 16.29% que la estructura de hormigón armado.

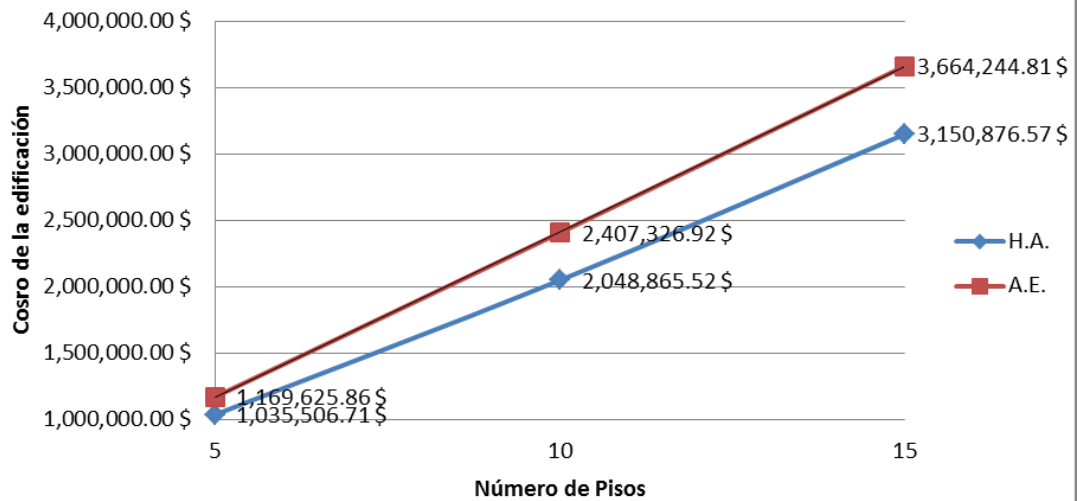
Los análisis de precios unitarios de los edificios de 15 pisos de hormigón armado y acero estructural se encuentran en el **Anexo 7** de la presente tesis.

7.4. Gráficos de comparación económica entre las estructuras de Hormigón Armado y Acero Estructural.

A continuación se presenta los gráficos de comparación económica entre las estructuras



COMPARACIÓN DE COSTOS EDIFICACIÓN CON ACABADOS



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

- Ambos materiales tanto el Hormigón Armado como el Acero estructural han sido investigados durante años proporcionando ventajas del tipo constructivo, funcional, estético y sobre todo seguro.
- Al observar los resultados económicos entre las estructuras de hormigón armado y acero estructural se puede concluir: que la estructura de acero estructural es más costosa. Al relacionar los costos de las edificaciones solamente con obra muerta el porcentaje de diferencia entre las edificaciones es muy grande, sin embargo al comparar los costos que incluyen acabados este porcentaje se reduce notablemente.
- En la presente tesis no se ha considerado que el tiempo de construcción de las edificaciones es diferente, por lo que si bien la estructura de acero estructural resulta ser más costosa, es también más rápida su construcción. Por lo tanto el inversionista puede recuperar más rápidamente su inversión y obtener más rápido las ganancias, lo que es una ventaja al construir en acero.
- Si bien las estructuras de hormigón armado resultan más económicas, existen ciertas ventajas que hacen que la construcción en Acero Estructural sea muy llamativa tales como: la rapidez de su construcción, la limpieza en obra, posibilidad de montaje y desmontaje cuando las estructuras son apertadas, se pueden conseguir elementos estructurales prefabricados

como perfiles normalizados, facilidad de transporte en obra, todos los materiales que se requieren en su construcción se los puede pedir a un solo fabricante, etc.

- Cuando se construyen edificaciones lo más regulares posibles, y que no posean ningún tipo de irregularidades, el sistema estructural no necesita ser del tipo dual con diafragmas, es por eso que nuestros diseños en Hormigón Armado de 5, 10 y 15 pisos no necesitaron cambiar del tipo de sistema estructural y se mantuvieron los 3 como “Pórticos a Momento tipo Especial de Hormigón Armado.”, algo similar paso con las estructuras de Acero Estructural de 5 y 10 pisos que tienen como sistema estructural un “Pórtico a Momento tipo Especial en Acero”. Sin embargo ya que el acero es un material más dúctil que el hormigón los desplazamientos para el edificio de acero estructural de 15 pisos resultaron ser muy altos por lo que se necesitaron acoplar riostras concéntricas y cambiar el sistema estructural de este último edificio a un “Sistema dual con pórtico especial resistente a momento de acero arriostrado concéntricamente”, para disminuir estos desplazamientos y cumplir la norma.
- Los edificios de Acero Estructural son más livianos que los de Hormigón Armado, aunque las edificaciones tienen las mismas características arquitectónicas la cimentación de las edificaciones evidentemente serán diferentes, el caso más notable se dio en las edificaciones de 15 pisos donde se pudo observar la gran diferencia entre cimentaciones, pues el edificio de Hormigón Armado posee una losa de cimentación con vigas en ambos sentidos, mientras que el edificio de Acero Estructural posee únicamente plintos aislados.

8.2. RECOMENDACIONES

- Siempre que se realice un diseño sísmo resistente se deben aplicar las normas actuales en vigencia, y utilizar los materiales especificados en las mismas. Las normas Ecuatorianas vigentes están basadas en las normas americanas pero poseen algunos errores por mala traducción, o mala interpretación de las mismas, es por esto que se recomienda utilizar las normas estadounidenses (ACI 318-08, AISC, ASCE-7, etc.) ya que estas normas fueron redactadas de acuerdo a una gran cantidad de estudios y pruebas.
- Es preferible diseñar los elementos estructurales (viga, columnas, diafragmas, etc.) tomando como base el elemento más esforzado, es decir el crítico y uniformizar todos los elementos de acuerdo a este para evitar complicaciones de fabricación especialmente en las edificaciones de Acero Estructural.
- Se debe evitar generar planos complicados, es decir que los planos deben tener la menor cantidad de variantes posibles para que no exista confusión en la obra.
- El acero tiene el problema de no ser resistente al fuego, por lo que se recomienda que exista un recubrimiento contra incendios en las estructuras de Acero Estructural.
- Se debe tomar en cuenta que la mano de obra en estructuras de Hormigón Armado se la puede encontrar fácilmente, ya que no está relacionada con especialización, es decir, no necesita ser calificada. Lo que no sucede en las Estructuras de Acero cuya mano de obra debe estar conformada por

personal formado técnicamente.

- Se recomienda que antes de escoger el material con el que se va a realizar una estructural se considere a más del aspecto económico aspectos fundamentales como:

-La ubicación del proyecto.- Se debe conocer si existe disponibilidad del material requerido.

-Clima o medio ambiente del sector.- Es importante especialmente para el recubrimiento de los materiales ya sea un tipo de recubrimiento en el caso del acero o aditivos para hormigón.

-El tipo de suelo.- Si un suelo es demasiado malo podemos ahorrar dinero en la cimentación haciendo el edificio de acero estructural.

-Mano de obra en el sector.- Si el sitio está alejado de las ciudades principales la mano de obra especialmente para edificaciones de acero resultará mucho más costosa.

-Mantenimiento de la estructura.- Sin duda es más costoso el mantenimiento de las estructuras de Acero que las estructuras de Hormigón.

-Elevación del precio de los materiales.- Generalmente los materiales del hormigón se mantienen estables, pero el acero es variable según el mercado internacional.

-El tiempo de ejecución de la obra.- Un buen ejemplo es cuando se necesitan obras de emergencia, tales como puentes, en este caso es mucho más rápida la construcción en acero,

BIBLIOGRAFIA

- Franz Sauter, Fundamentos de Ingeniería Sísmica I, Introducción a la Sismología, Editorial Tecnológica de Costa Rica, 1989.
- N. M. Newmark y E. Rosenblueth, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Editorial Diana, México, 1982.
- IBC, International Building Code, International Code Council, USA, 2006.
- ASCE Standard, ASCE SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.
- ACI 318-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario, American Concrete Institute.
- M. Nadim Hassoun and Akthem Al-Manaseer, Structural Concrete Theory and Design, Fourth Edition, John Wiley & Sons, 2008.
- David A. Fanella, Seismic Detailing of Concrete Buildings, Portland Cement Association, 2007.
- Jack P. Moehle, John D. Hooper, Chris D. Lubke, Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames, a guide for practicing engineers, NEHRP, 2008.
- R. Park and T. Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado, Limusa, 1975.
- ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, 2005.
- ANSI/AISC 358-05, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel

Construction, Chicago, 2005.

- AISC 360-05, "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction.
- 2006 IBC, Structural / Seismic Design Manual, Part 1, Code Applications Examples, International Code Council.
- 2006 IBC, Structural / Seismic Design Manual, Part 3, Building Design Examples for Steel and Concrete, International Code Council.
- CPE INEN 5, Parte 1, 2001
- SDG 11, "Steel Design Guide, Floor Vibrations", American Institute of Steel Construction. Guía aplicable a la revisión de vibraciones inducidas por cargas de ocupación.

TABLA DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

Figura 1-1 Distribución de los sismos en franjas definidas.	4
Figura 1-2 Esquema de la Corteza, Dorsal Oceánica, Zona de Subducción.	7
Figura 1-3 El Rebote Elástico. Placas aseguradas; estrés se acumula a lo largo del punto de contacto.	10
Figura 1-4 El Rebote Elástico. Energía de deformación acumulada.	11
Figura 1-5 El Rebote Elástico. Energía Disipada.....	12
Figura 1-6 Falla Transcurrente.....	13
Figura 1-7 Falla Normal.	13
Figura 1-8 Falla Inversa.	14
Figura 1-9 Ondas P.....	16
Figura 1-10 Ondas S.....	17
Figura 1-11 Ondas L.	17
Figura 1-12 Ondas R.....	18
Figura 1-13 Sismógrafo.....	19
Figura 1-14 Registro de Ondas Sísmicas.....	22
Figura 1-15 Atenuación del Movimiento para sismos de $M_w=8$ y $M_w=9$ según Donovan, Esteva y Katayama.....	28
Figura 2-1 Sismicidad Histórica en el Ecuador.....	44

Figura 2-2 Sismicidad Instrumental en el Ecuador.	46
Figura 2-3 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño	48
Figura 3-1 Sistema de un grado de libertad sujeto al movimiento en el apoyo	50
Figura 3-2 Acelerograma.	52
Figura 3-3 Espectros de Respuesta para movimiento lineal y movimiento adicional de torsión.....	53
Figura 3-4 Espectro a nivel de cargas elásticas definido en la norma ASCE 7-05.....	54
Figura 3-5 Representación Gráfica de R	56
Figura 3-6 Diagrama Esfuerzo versus Deformación	58
Figura 3-7 Tipos de Comportamiento Histerético	60
Figura 4-1 Variación Parabólica de Carga Laterales.	63
Figura 4-2 Modos de Vibración.	65

TABLAS

Tabla 1-1 Profundidades de las capas terrestres.....	4
Tabla 1-2 Magnitud y Energía.	22
Tabla 1-3 Magnitud de Momento.....	23
Tabla 1-4 Escala Mercalli Modificada.	25
Tabla 1-5 Desempeño de una estructura según la probabilidad de excedencia.	30
Tabla 2-1 Datos de Sismicidad Histórica en el Ecuador	43
Tabla 2-2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	48

Tabla 5-1 Valores de S_s y S_1 para las diferentes zonas sísmicas	72
Tabla 5-2 Clasificación del Suelo.....	73
Tabla 5-3 Coeficiente de Suelo, F_a	73
Tabla 5-4 Coeficiente de Suelo, F_v	74
Tabla 5-5 Factores de Importancia.	76
Tabla 5-6 Categoría de Diseño Sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración de periodo corto.....	77
Tabla 5-7 Categoría de Diseño Sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración de periodo de 1 segundo.	77
Tabla 5-8 Irregularidad Horizontal de Estructuras.....	80
Tabla 5-9 Irregularidad Vertical de Estructuras.....	81
Tabla 5-10 Valores del Periodo Aproximado. Parámetros C_t y x	85
Tabla 5-11 Coeficiente para el límite superior del periodo calculado	85
Tabla 5-12 Determinación de la deriva de piso.....	87
Tabla 5-13 Deriva de Piso Permitida, $\Delta_a^{a,b}$	89

ANEXOS

Anexo1

TABLE 4-1 MINIMUM UNIFORMLY DISTRIBUTED LIVE LOADS, L_u , AND MINIMUM CONCENTRATED LIVE LOADS

Occupancy or Use	Uniform psf (kN/m ²)	Conc. lb (kN)
Apartments (see <i>Residential</i>)		
Access floor systems		
Office use	50 (2.4)	2,000 (8.9)
Computer use	100 (4.79)	2,000 (8.9)
Armories and drill rooms	150 (7.18)	
Assembly areas and theaters		
Fixed seats (fastened to floor)	60 (2.87)	
Lobbies	100 (4.79)	
Movable seats	100 (4.79)	
Platforms (assembly)	100 (4.79)	
Stage floors	150 (7.18)	
Balconies (exterior)	100 (4.79)	
On one- and two-family residences only, and not exceeding 100 ft ² (9.3 m ²)	60 (2.87)	
Bowling alleys, poolrooms, and similar recreational areas	75 (3.59)	
Catwalks for maintenance access	40 (1.92)	300 (1.33)
Corridors		
First floor	100 (4.79)	
Other floors, same as occupancy served except as indicated		
Dance halls and ballrooms	100 (4.79)	
Decks (patio and roof)		
Same as area served, or for the type of occupancy accommodated		
Dining rooms and restaurants	100 (4.79)	
Dwellings (see <i>Residential</i>)		
Elevator machine room grating (on area of 4 in. ² [2,580 mm ²])		300 (1.33)
Finish light floor plate construction (on area of 1 in. ² [645 mm ²])		200 (0.89)
Fire escapes	100 (4.79)	
On single-family dwellings only	40 (1.92)	
Fixed ladders	See Section 4.4	
Garages (passenger vehicles only)	40 (1.92) ^{a,b}	
Trucks and buses		
Grandstands (see <i>Stadiums and arenas, Bleachers</i>)		
Gymnasiums—main floors and balconies	100 (4.79)	
Handrails, guardrails, and grab bars	See Section 4.4	
Hospitals		
Operating rooms, laboratories	60 (2.87)	1,000 (4.45)
Patient rooms	40 (1.92)	1,000 (4.45)
Corridors above first floor	80 (3.83)	1,000 (4.45)
Hotels (see <i>Residential</i>)		
Libraries		
Reading rooms	60 (2.87)	1,000 (4.45)
Stack rooms	150 (7.18) ^c	1,000 (4.45)
Corridors above first floor	80 (3.83)	1,000 (4.45)
Manufacturing		
Light	125 (6.00)	2,000 (8.90)
Heavy	250 (11.97)	3,000 (13.40)
Marquees	75 (3.59)	
Office Buildings		
File and computer rooms shall be designed for heavier loads based on anticipated occupancy		
Lobbies and first-floor corridors	100 (4.79)	2,000 (8.90)
Offices	50 (2.40)	2,000 (8.90)
Corridors above first floor	80 (3.83)	2,000 (8.90)
Penal Institutions		
Cell blocks	40 (1.92)	
Corridors	100 (4.79)	
Residential		
Dwellings (one- and two-family)		
Uninhabitable attics without storage	10 (0.48)	
Uninhabitable attics with storage	20 (0.96)	
Habitable attics and sleeping areas	30 (1.44)	
All other areas except stairs and balconies	40 (1.92)	
Hotels and multifamily houses		
Private rooms and corridors serving them	40 (1.92)	
Public rooms and corridors serving them	100 (4.79)	
Reviewing stands, grandstands, and bleachers	100 (4.79) ^d	

TABLE 4-1 MINIMUM UNIFORMLY DISTRIBUTED LIVE LOADS, L_u , AND MINIMUM CONCENTRATED LIVE LOADS (continued)

Occupancy or Use	Uniform psf (kN/m ²)	Conc. lb (kN)
Roofs		
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96) ^a	
Roofs used for promenade purposes	60 (2.87)	
Roofs used for roof gardens or assembly purposes	100 (4.79)	
Roofs used for other special purposes	^c	^c
Awnings and canopies		
Fabric construction supported by a lightweight rigid skeleton structure	5 (0.24) nonreducible	
All other construction	20 (0.96)	
Primary roof members, exposed to a work floor		2,000 (8.9)
Single panel point of lower chord of roof trusses or any point along primary structural members supporting roofs over manufacturing, storage warehouses, and repair garages		300 (1.33)
All other occupancies		300 (1.33)
All roof surfaces subject to maintenance workers		
Schools		
Classrooms	40 (1.92)	1,000 (4.45)
Corridors above first floor	80 (3.83)	1,000 (4.45)
First-floor corridors	100 (4.79)	1,000 (4.45)
Scuttles, skylight ribs, and accessible ceilings		200 (0.89)
Sidewalks, vehicular driveways, and yards subject to trucking	250 (11.97) ^f	8,000 (35.60) ^f
Stadiums and arenas		
Bleachers	100 (4.79) ^d	
Fixed seats (fastened to floor)	60 (2.87) ^d	
Stairs and exit ways	100 (4.79)	^e
One- and two-family residences only	40 (1.92)	
Storage areas above ceilings	20 (0.96)	
Storage warehouses (shall be designed for heavier loads if required for anticipated storage)		
Light	125 (6.00)	
Heavy	250 (11.97)	
Stores		
Retail		
First floor	100 (4.79)	1,000 (4.45)
Upper floors	75 (3.59)	1,000 (4.45)
Wholesale, all floors	125 (6.00)	1,000 (4.45)
Vehicle barriers	See Section 4.4	
Walkways and elevated platforms (other than exit ways)	60 (2.87)	
Yards and terraces, pedestrian	100 (4.79)	

^aFloors in garages or portions of a building used for the storage of motor vehicles shall be designed for the uniformly distributed live loads of Table 4-1 or the following concentrated load: (1) for garages restricted to passenger vehicles accommodating not more than nine passengers, 3,000 lb (13.35 kN) acting on an area of 4.5 in. by 4.5 in. (114 mm by 114 mm) footprint of a jack; and (2) for mechanical parking structures without slab or deck that are used for storing passenger car only, 2,250 lb (10 kN) per wheel.

^bGarages accommodating trucks and buses shall be designed in accordance with an approved method, which contains provisions for truck and bus loadings.

^cThe loading applies to stack room floors that support nonmobile, double-faced library book stacks subject to the following limitations: (1) The nominal book stack unit height shall not exceed 90 in. (2290 mm); (2) the nominal shelf depth shall not exceed 12 in. (305 mm) for each face; and (3) parallel rows of double-faced book stacks shall be separated by aisles not less than 36 in. (914 mm) wide.

^dIn addition to the vertical live loads, the design shall include horizontal swaying forces applied to each row of the seats as follows: 24 lb per linear ft of seat applied in a direction parallel to each row of seats and 10 lb per linear ft of seat applied in a direction perpendicular to each row of seats. The parallel and perpendicular horizontal swaying forces need not be applied simultaneously.

^eOther uniform loads in accordance with an approved method, which contains provisions for truck loadings, shall also be considered where appropriate.

^fThe concentrated wheel load shall be applied on an area of 4.5 in. by 4.5 in. (114 mm by 114 mm) footprint of a jack.

^gMinimum concentrated load on stair treads (on area of 4 in.² [2,580 mm²]) is 300 lb (1.33 kN).

^hWhere uniform roof live loads are reduced to less than 20 lb/ft² (0.96 kN/m²) in accordance with Section 4.9.1 and are applied to the design of structural members arranged so as to create continuity, the reduced roof live load shall be applied to adjacent spans or to alternate spans, whichever produces the greatest unfavorable effect.

ⁱRoofs used for other special purposes shall be designed for appropriate loads as approved by the authority having jurisdiction.

Anexo 2

TABLE 1-1 OCCUPANCY CATEGORY OF BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES FOR FLOOD, WIND, SNOW, EARTHQUAKE, AND ICE LOADS

Nature of Occupancy	Occupancy Category
Buildings and other structures that represent a low hazard to human life in the event of failure, including, but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Agricultural facilities • Certain temporary facilities • Minor storage facilities 	I
All buildings and other structures except those listed in Occupancy Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures that represent a substantial hazard to human life in the event of failure, including, but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Buildings and other structures where more than 300 people congregate in one area • Buildings and other structures with daycare facilities with a capacity greater than 150 • Buildings and other structures with elementary school or secondary school facilities with a capacity greater than 250 • Buildings and other structures with a capacity greater than 500 for colleges or adult education facilities • Health care facilities with a capacity of 50 or more resident patients, but not having surgery or emergency treatment facilities • Jails and detention facilities Buildings and other structures, not included in Occupancy Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure, including, but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Power generating stations^a • Water treatment facilities • Sewage treatment facilities • Telecommunication centers Buildings and other structures not included in Occupancy Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing sufficient quantities of toxic or explosive substances to be dangerous to the public if released. <p>Buildings and other structures containing toxic or explosive substances shall be eligible for classification as Occupancy Category II structures if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the toxic or explosive substances does not pose a threat to the public.</p>	III
Buildings and other structures designated as essential facilities, including, but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Hospitals and other health care facilities having surgery or emergency treatment facilities • Fire, rescue, ambulance, and police stations and emergency vehicle garages • Designated earthquake, hurricane, or other emergency shelters • Designated emergency preparedness, communication, and operation centers and other facilities required for emergency response • Power generating stations and other public utility facilities required in an emergency • Ancillary structures (including, but not limited to, communication towers, fuel storage tanks, cooling towers, electrical substation structures, fire water storage tanks or other structures housing or supporting water, or other fire-suppression material or equipment) required for operation of Occupancy Category IV structures during an emergency • Aviation control towers, air traffic control centers, and emergency aircraft hangars • Water storage facilities and pump structures required to maintain water pressure for fire suppression • Buildings and other structures having critical national defense functions Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction. <p>Buildings and other structures containing highly toxic substances shall be eligible for classification as Occupancy Category II structures if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the highly toxic substances does not pose a threat to the public. This reduced classification shall not be permitted if the buildings or other structures also function as essential facilities.</p>	IV

^aCogeneration power plants that do not supply power on the national grid shall be designated Occupancy Category II.

Anexo 3

TABLE 12.2-1 DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR SEISMIC FORCE-RESISTING SYSTEMS (continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section where Detailing Requirements are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	System Overstrength Factor, Ω_s^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations and Building Height (H) Limit ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^d
22. Prestressed masonry shear walls	14.4	1 1/2	2 1/2	1 3/4	NL	NP	NP	NP	NP
23. Light-framed walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	7	2 1/2	4 1/2	NL	NL	65	65	65
24. Light-framed walls with shear panels of all other materials	14.1, 14.1.4.2, and 14.5	2 1/2	2 1/2	2 1/2	NL	NL	35	NP	NP
25. Buckling-restrained braced frames, non-moment-resisting beam-column connections	14.1	7	2	5 1/2	NL	NL	160	160	100
26. Buckling-restrained braced frames, moment-resisting beam-column connections	14.1	8	2 1/2	5	NL	NL	160	160	100
27. Special steel plate shear wall	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Special steel moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5 1/2	NL	NL	NL	NL	NL
2. Special steel truss moment frames	14.1	7	3	5 1/2	NL	NL	160	100	NP
3. Intermediate steel moment frames	12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, 12.2.5.9, and 14.1	4.5	3	4	NL	NL	35 ^{h,j}	NP ^k	NP ^k
4. Ordinary steel moment frames	12.2.5.6, 12.2.5.7, 12.2.5.8, and 14.1	3.5	3	3	NL	NL	NP ^k	NP ^k	NP ^k
5. Special reinforced concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5 1/2	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4 1/2	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2 1/2	NL	NP	NP	NP	NP
8. Special composite steel and concrete moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5 1/2	NL	NL	NL	NL	NL
9. Intermediate composite moment frames	14.3	5	3	4 1/2	NL	NL	NP	NP	NP
10. Composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5 1/2	160	160	100	NP	NP
11. Ordinary composite moment frames	14.3	3	3	2 1/2	NL	NP	NP	NP	NP
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2 1/2	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Special steel concentrically braced frames	14.1	7	2 1/2	5 1/2	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls	14.2	7	2 1/2	5 1/2	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls	14.2	6	2 1/2	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Composite steel and concrete eccentrically braced frames	14.3	8	2 1/2	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Composite steel and concrete concentrically braced frames	14.3	6	2 1/2	5	NL	NL	NL	NL	NL
7. Composite steel plate shear walls	14.3	7 1/2	2 1/2	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	7	2 1/2	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	14.3	6	2 1/2	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5 1/2	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3 1/2	NL	NL	NP	NP	NP
12. Buckling-restrained braced frame	14.1	8	2 1/2	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Special steel plate shear walls	14.1	8	2 1/2	6 1/2	NL	NL	NL	NL	NL

Anexo 4

TABLE I-8-1 Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements			
Description of Element		Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			λ_{ps} (seismically compact)
Unstiffened Elements	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	b/t	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
	Flat bars [f]	b/t	2.5
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
	Uniform compression in stems of tees [g]	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$
Note: See continued Table I-8-1 for stiffened elements.			

**TABLE I-8-1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements**

Description of Element		Width-Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios
			λ_{ps} (seismically compact)
Stiffened Elements	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise	h/t_w	$2.45 \sqrt{E/F_y}$
	Webs in flexural compression or combined flexure and axial compression [a], [c], [g], [h], [i], [j]	h/t_w	for $C_a \leq 0.125$ [k] $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 1.54 C_a)$
			for $C_a > 0.125$ [k] $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	Round HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	D/t	$0.044 E/F_y$
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	b/t or h/t_w	$0.64 \sqrt{E/F_y}$
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$
<p>[a] Required for beams in SMF, Section 9 and SPSW, Section 17. [b] Required for columns in SMF, Section 9, unless the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0 where it is permitted to use λ_p in Specification Table B4.1. [c] Required for braces and columns in SCBF, Section 13 and braces in OCBF, Section 14. [d] It is permitted to use λ_p in Specification Table B4.1 for columns in STMF, Section 12 and columns in EBF, Section 15. [e] Required for link in EBF, Section 15, except it is permitted to use λ_p in Table B4.1 of the Specification for ranges of links of length $1.6 M_p/V_p$ or less, where M_p and V_p are defined in Section 15. [f] Diagonal web members within the special segment of STMF, Section 12. [g] Chord members of STMF, Section 12. [h] Required for beams and columns in BRBF, Section 16. [i] Required for columns in SPSW, Section 17. [j] For columns in STMF, Section 12; columns in SMF, if the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0; columns in EBF, Section 15; or EBF webs of links of length $1.6 M_p/V_p$ or less, it is permitted to use the following for λ_p:</p> $\text{for } C_a \leq 0.125, \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 275 C_a)$ $\text{for } C_a > 0.125, \lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <p>[k] For LRFD, $C_a = \frac{P_u}{\phi_y P_y}$ For ASD, $C_a = \frac{\Omega_y P_u}{P_y}$ where P_u = required compressive strength (ASD), kips (N) P_u = required compressive strength (LRFD), kips (N) P_y = axial yield strength, kips (N) $\phi_y = 0.90$ $\Omega_y = 1.67$</p>			

Anexo 5.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS EDIFICIOS DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO DATOS GENERALES DEL PROYECTO

ITEM	DESCRIPCIÓN
PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
FECHA	19/10/2011
PROPONENTE	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
PROPIETARIO	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
REVISADO POR	Ing. Juan Carlos Garcés
DESCRIPCIÓN	Presupuesto de edificación H.A. 5 pisos
PROVINCIA	Pichincha
CANTÓN	Quito
PARROQUIA	Quito
SECTOR	Quito
DIRECCIÓN	Quito

CUADRO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR [\$]	%
Dirección de obra	15487.34	6.00%
Administrativos	5162.45	2.00%
Locales provisionales	2581.22	1.00%
Vehículos y transporte	3871.83	1.50%
Servicios públicos	1290.61	0.50%
Promoción	258.12	0.10%
Garantías	2581.22	1.00%
Seguros	10324.89	4.00%
Costos financieros	5162.45	2.00%
Prevención de accidentes	1548.73	0.60%
Utilidades	25812.23	10.00%
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS	74081.09	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE LA OBRA	258122.26	
% COSTO INDIRECTO = TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS x 100 =		20.00%

CUADRO DE COSTOS DE MANO DE OBRA

COMPONENTES DEL SALARIO REAL HORARIO

A Salario mensual (a)	E Fondo de reserva	I Factor de mayoración (c)
B Décimo tercer sueldo	F Aportación al IECE	S.R.H. Salario Real Horario [\$/h]
C Décimo cuarto sueldo (b)	G Aportación a CNCF	
D Aporte patronal	H Salario Real Mensual (S.R.M.)	

Nº	MANO DE OBRA	Categoría	A	B	C	D	E	F	G	H	I	S.R.H.
1	Peon	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
2	Ayudante	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
3	Albañil	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
4	Maestro de obra	IV	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
5	Mecanico especialización soldador	MEP I	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
6	Topografo	TOPOGRAF.	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
7	Ayudante de fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
8	Cadenero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
9	Carpintero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
10	Fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
11	Chofer licencia E	C2	430.11	35.84	22.00	47.96	35.82816	2.15	2.15	576.04	1.54	3.70

BASES LEGALES: Código de Trabajo y Ley de Seguro Social Obligatorio

- (a) Se tomarán meses de 30 días
- (b) Se toma un valor de S.B.U. igual a 264 [\$/año]
- (c) Se toma un valor de días laborables al año igual a 237 (Basado en la cámara de la construcción)

$$\text{Salario Real Horario} = \frac{\text{Salario Real Mensual}}{30 [\text{días}] * 8 [\text{horas / día}]} * \text{Factor de Mayoración}$$

LISTA DE MATERIALES

Nº	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO U. [€]
1	Estacas y mojoneros	pto	0.50
2	Agua	m3	0.92
3	Arena	m3	8.00
4	Cemento	Kg	0.14
5	Ripio	m3	8.00
6	Rieles para encofrado	u	1.13
7	Pingos	m	0.81
8	Tabla de monte	m	0.79
9	Aceite Quemado	gl	0.50
10	Clavos	kg	0.76
11	Acero de refuerzo $f_c=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	0.95
12	Malla electrosoldada 4x15	m2	1.35
13	Piedra	m3	6.00
14	Placa colaborante Deck	m2	6.88
15	Electrodos 60-11	kg	2.64
16	Oxigeno	m3	11.70
17	Plancha de acero E=4mm	kg	0.86
18	Plancha de acero E=9mm	kg	0.93
19	Alambre Galvanizado	Kg	1.00
20	Thinner	gl	6.00
21	Placa E=9mm	m2	65.32
22	Pernos $\Phi 16$	u	0.80

LISTA DE EQUIPO

Nº	EQUIPO	COSTO/h [€/h]	OBSERVACIONES
1	Herramienta menor	5% m.o.	
2	Equipo Topográfico	3.5	
3	Sapo compactador	4.25	
4	Concretera 1 saco	2.10	
5	Vibrador	1.00	
6	Cortadora dobladora de hierro	1.00	
7	Amoladora eléctrica	1.10	
8	Soldadora eléctrica 300 a	1.00	
9	Andamios modulo incluye transporte	0.12	
10	Elevador (1 saco)	1.00	
11	Oxicorte	1.75	
12	Herramienta metalmeccanica	0.94	
13	Equipo de proteccion industrial	0.12	
14	Taladro Electrico	1.10	
15	Volqueta 8m ³	15.00	

CUADRO DE RUBROS Y RENDIMIENTOS

CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	RENDIMIENTO [UNIDAD/h]
001	Replanteo y nivelación	m2	12.50
002	Excavación manual en cimientos y plintos	m3	0.40
003	Desalojo de Tierras	m3	1.82
004	Relleno con suelo natural	m3	1.50
005	Hormigón $f_c=140$ Kg/cm2, para replantillos	m3	1.10
006	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	1.00
007	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cadenas	m3	1.00
008	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada $e=4\text{mm}@0.15$)	m2	7.15
009	Encofrado y desencofrado en columnas	m2	2.50
010	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para columnas	m3	0.55
011	Encofrado y desencofrado en vigas	m2	2.50
012	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para vigas	m3	0.55
013	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	25
014	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2.00
015	Malla electrosoldada $e=4\text{mm} @ 0.15$ en losas tipo Deck	m2	11.35
016	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	1.00
017	Acero estructural en barras, $f_y=4200$ Kg/cm2	Kg	77.00
018	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	m2	0.18

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Replanteo y nivelación
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 001
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 12.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.03	0.03	3.01%
Equipo Topográfico	1.00	3.50	3.50	0.28	27.12%
TOTAL EQUIPO				0.31 \$	30.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Topografo	1.00	2.55	2.55	0.20	19.79%
Cadenero	2.00	2.48	4.96	0.40	38.41%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.98%
TOTAL MANO DE OBRA				0.62 \$	60.19%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Estacas y mojones	pto	0.20	0.50	0.10	9.69%
TOTAL MATERIALES				0.10 \$	9.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.03 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.21 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.24 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Excavación manual en cimientos y plintos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 002
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.4 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.32	0.32	4.76%
TOTAL EQUIPO				0.32 \$	4.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	6.14	90.53%
Maestro de obra	0.05	2.55	0.13	0.32	4.71%
TOTAL MANO DE OBRA				6.45 \$	95.24%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.78 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.36 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.13 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Desalojo de Tierras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 003
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.82 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.28	0.28	4.45%
Volqueta 8m3	0.05	15.00	0.75	0.41	6.59%
TOTAL EQUIPO				0.69 \$	11.04%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	4.00	2.45	9.82	5.39	86.22%
Maestro de obra	0.05	2.55	0.13	0.07	1.12%
Chofer licencia E	0.05	3.70	0.18	0.10	1.62%
TOTAL MANO DE OBRA				5.57 \$	88.96%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.26 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.25 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.51 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Relleno con suelo natural
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 004
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.5 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.25	0.25	4.08%
Sapo compactador	0.25	4.25	1.06	0.71	11.38%
TOTAL EQUIPO				0.96 \$	15.46%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	3.27	52.57%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.64	26.28%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.17	2.74%
TOTAL MANO DE OBRA				5.08 \$	81.59%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Agua	m3	0.20	0.92	0.18	2.96%
TOTAL MATERIALES				0.18 \$	2.96%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.22 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.24 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.47 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 005
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.24	1.24	1.47%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.91	2.27%
TOTAL EQUIPO				3.15 \$	3.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	20.08	23.83%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.51	5.35%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.23	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				24.82 \$	29.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	6.17%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	9.02%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.26%
Cemento	Kg	309.00	0.14	43.26	51.35%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	66.80%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	84.25 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	16.85 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	101.10 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 006
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.79	1.79	1.72%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.03%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.48%
TOTAL EQUIPO				4.39 \$	4.23%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	10.00	2.45	24.54	24.54	23.69%
Albañil	4.00	2.48	9.91	9.91	9.57%
Maestro de obra	0.50	2.55	1.28	1.28	1.23%
TOTAL MANO DE OBRA				35.73 \$	34.49%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.02%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.34%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.20%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	48.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	61.27%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	103.59 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	20.72 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	124.31 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.12	1.12	1.25%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.34%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.56%
TOTAL EQUIPO				3.72 \$	4.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	7.00	2.45	17.18	17.18	19.18%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.53%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				22.39 \$	25.00%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.80%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.48%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.23%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	56.34%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	70.85%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	89.58 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.92 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	107.50 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 008
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 7.15 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.21	0.21	1.61%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.29	2.26%
TOTAL EQUIPO				0.50 \$	3.87%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	2.75	21.17%
Albañil	4.00	2.48	9.91	1.39	10.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.04	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				4.17 \$	32.14%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.04	8.00	0.32	2.47%
Ripio	m3	0.08	8.00	0.64	4.93%
Agua	m3	0.06	0.92	0.06	0.43%
Cemento	Kg	35.00	0.14	4.90	37.78%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	11.45%
Piedra	m3	0.15	6.00	0.90	6.94%
TOTAL MATERIALES				8.30 \$	63.99%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	12.97 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.59 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	15.56 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en columnas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 009
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Píngos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para columnas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 010
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.55 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.69	2.69	2.14%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	3.04%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.45%
TOTAL EQUIPO				8.33 \$	6.63%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	35.70	28.41%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.76%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.70%
TOTAL MANO DE OBRA				53.86 \$	42.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.14%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.05%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	40.16%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	50.51%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	125.66 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	25.13 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	150.80 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en vigas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 011
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Pingos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para vigas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 012
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.55 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.92	2.92	2.24%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	2.93%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.39%
TOTAL EQUIPO				8.55 \$	6.56%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	40.16	30.81%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.37%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.56%
TOTAL MANO DE OBRA				58.32 \$	44.74%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	3.99%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	5.83%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	38.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	48.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	130.35 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	26.07 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	156.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Vigas Secundarias de Acero Estructural A36
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 013
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 25 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	0.92%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.04	2.38%
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.00	0.29%
Oxicorte	1.00	1.75	1.75	0.07	4.17%
TOTAL EQUIPO				0.13 \$	7.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Mecanico especialización soldador	1.00	2.57	2.57	0.10	6.13%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	0.20	11.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.61%
TOTAL MANO DE OBRA				0.31 \$	18.43%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=4mm	kg	0.43	0.86	0.37	22.02%
Plancha de acero E=9mm	kg	0.57	0.93	0.53	31.57%
Electrodos 60-11	kg	0.04	2.64	0.11	6.29%
Oxigeno	m3	0.02	11.70	0.23	13.93%
TOTAL MATERIALES				1.24 \$	73.81%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.68 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.34 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.02 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Tablero Deck (incluye mano de obra)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 014
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.14	0.14	1.35%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	1.35%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.26	2.54%
TOTAL MANO DE OBRA				2.71 \$	26.91%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa colaborante Deck	m2	1.05	6.88	7.22	71.74%
TOTAL MATERIALES				7.22 \$	71.74%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	10.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.01 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	12.08 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 015
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 11.4 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	0.22	10.73%
Albañil	1.00	2.48	2.48	0.22	10.84%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.12%
TOTAL MANO DE OBRA				0.46 \$	22.69%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Alambre Galvanizado	Kg	0.05	1.00	0.05	2.48%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	73.70%
TOTAL MATERIALES				1.54 \$	76.18%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.01 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.40 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 016
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.37	1.37	1.43%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.21%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05%
TOTAL EQUIPO				4.47 \$	4.69%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	22.09	23.19%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.21%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.27%
TOTAL MANO DE OBRA				27.30 \$	28.67%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.46%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.98%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.21%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	52.99%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	66.65%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	95.24 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	19.05 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	114.29 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 017
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 77 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.44%
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	1.11%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.55%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Fierrero	2.00	2.45	4.91	0.06	5.44%
Ayudante de fierrero	1.00	2.45	2.45	0.03	2.72%
Maestro de obra	0.25	2.55	0.64	0.01	0.71%
TOTAL MANO DE OBRA				0.10 \$	8.87%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero de refuerzo f'c=4200 kg/cm2	kg	1.05	0.95	1.00	85.14%
Alambre Galvanizado	Kg	0.05	1.00	0.05	4.44%
TOTAL MATERIALES				1.05 \$	89.58%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.17 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.23 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.41 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS H.A.	CÓDIGO	018
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	RENDIMIENTO	0.18 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.16	2.16	1.75%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	5.22	4.22%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.12	0.24	1.33	1.08%
Taladro Electrico	1.00	1.10	1.10	6.11	4.94%
TOTAL EQUIPO				14.83 \$	11.99%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Albañil	2.00	2.48	4.96	27.54	22.27%
Mecanico especialización soldador	1.00	2.57	2.57	14.30	11.57%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.42	1.15%
TOTAL MANO DE OBRA				43.26 \$	34.99%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa E=9mm	m2	1.00	65.32	65.32	52.83%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.19%
Pernos Φ 16	u		0.80		
TOTAL MATERIALES				65.56 \$	53.02%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	123.65 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	24.73 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	148.38 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS EDIFICIOS DE 5 PISOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

ITEM	DESCRIPCIÓN
PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
FECHA	19/10/2011
PROPONENTE	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
PROPIETARIO	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
REVISADO POR	Ing. Juan Carlos Garcés
DESCRIPCIÓN	Presupuesto de edificación H.A. 5 pisos
PROVINCIA	Pichincha
CANTÓN	Quito
PARROQUIA	Quito
SECTOR	Quito
DIRECCIÓN	Quito

CUADRO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR [\$]	%
Dirección de obra	22193.29	6.00%
Administrativos	7397.76	2.00%
Locales provisionales	3698.88	1.00%
Vehículos y transporte	5548.32	1.50%
Servicios públicos	1849.44	0.50%
Promoción	369.89	0.10%
Garantías	3698.88	1.00%
Seguros	14795.53	4.00%
Costos financieros	7397.76	2.00%
Prevención de accidentes	2219.33	0.60%
Utilidades	36988.82	10.00%
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS	106157.92	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE LA OBRA	369888.21	
% COSTO INDIRECTO = TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS x 100 =		20.00%

CUADRO DE COSTOS DE MANO DE OBRA

COMPONENTES DEL SALARIO REAL HORARIO

- | | | |
|----------------------------|---------------------------------|--|
| A Salario mensual (a) | E Fondo de reserva | I Factor de mayoración (c) |
| B Décimo tercer sueldo | F Aportación al IECE | S.R.H. Salario Real Horario [\$ /h] |
| C Décimo cuarto sueldo (b) | G Aportación a CNCF | |
| D Aporte patronal | H Salario Real Mensual (S.R.M.) | |

Nº	MANO DE OBRA	Categoría	A	B	C	D	E	F	G	H	I	S.R.H.
1	Peon	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
2	Ayudante	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
3	Albañil	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
4	Maestro de obra	IV	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
5	Operador grúa	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
6	Maestro especializacion soldador	MEP I	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
7	Chofer licencia E	CHOFER	430.11	35.84	22.00	47.96	35.82816	2.15	2.15	576.04	1.54	3.70
8	Topografo	TOPOGRAF.	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
9	Ayudante de fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
10	Cadenero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
11	Carpintero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
12	Fierrero	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
13	Inspector de obra	V	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
14												
15												
16												
17												

BASES LEGALES: Código de Trabajo y Ley de Seguro Social Obligatorio

- (a) Se tomarán meses de 30 días

(b) Se toma un valor de S.B.U. igual a 264 [\$ /año]

(c) Se toma un valor de días laborables al año igual a 237 (Basado en la camara de la construcción)

$$\text{Salario Real Horario} = \frac{\text{Salario Real Mensual}}{30 [\text{días}] * 8 [\text{horas / día}]} * \text{Factor de Mayoración}$$

LISTA DE MATERIALES

Nº	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO U. [\$]
1	Estacas y mojones	pto	0.50
2	Agua	m3	0.92
3	Arena	m3	8.00
4	Cemento	kg	0.14
5	Ripio	m3	8.00
6	Rieles para encofrado	u	1.13
7	Pingos	m	0.81
8	Tabla de monte	m	0.79
9	Aceite Quemado	gl	0.50
10	Clavos	kg	0.76
11	Acero de refuerzo $f_c=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	0.95
12	Malla electrosoldada 4x15	m2	1.35
13	Piedra	m3	6.00
14	Placa colaborante Deck	m2	6.88
15	Electrodos 60-11	kg	2.64
16	Oxigeno	m3	11.70
17	Anticorrosivo	gl	13.91
18	Thinner	gl	6.00
19	Placa E=12mm	Kg	1.60
20	Pernos ASTM 7/8 Cabeza Hexagonal Gr 60	u	1.20
21	Placa E=8mm	Kg	1.60
22	Alambre Galvanizado	kg	1.00
23	Disco de desbaste	u	3.60
24	Plancha de acero E=4mm	kg	0.86
25	Plancha de acero E=8mm	kg	1.05
26	Plancha de acero E=9mm	kg	0.93
27	Plancha de acero E=15mm	kg	1.20
28	Plancha de acero E=20mm	kg	1.20
29	Electrodos 70-11	kg	2.64
30	Acero en perfil L	m	5.85

LISTA DE EQUIPO

Nº	EQUIPO	COSTO/h [\$/h]	OBSERVACIONES
1	Herramienta menor	5% m.o.	
2	Equipo Topográfico	3.5	
3	Minicargadora	17.12	
4	Volqueta de 8m ³	15.00	
5	Sapo compactador	4.25	
6	Concretera 1 saco	2.10	
7	Vibrador	1.00	
8	Encofrado metalico	3.50	Alquiler 15 dias
9	Puntales metalicos	0.54	Alquiler 15 dias
10	Viguetas melaticas	0.54	Alquiler 15 dias
11	Cortadora dobladora de hierro	1.00	
12	Grúa Telescópica	12.18	
13	Tecle	2.00	
14	Soldadora electrica 300 a	1.00	
15	Andamios modulo incluye transporte	0.12	
16	Polea	0.60	
17	Elevador	1.00	
18	Oxicorte	1.75	
19	Herramienta metalmechanica	0.94	
20	Equipo de proteccion industrial	0.06	
21	Taladro Electrico	1.10	
22	Motosoldadora	1.00	
23	Equios de Trabajos en altura	0.08	

CUADRO DE RUBROS Y RENDIMIENTOS

CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	RENDIMIENTO [UNIDAD/h]
001	Replanteo y nivelación	m2	12.50
002	Excavación manual en cimientos y plintos	m3	0.40
003	Desalojo de tierras	m3	1.82
004	Relleno con suelo natural	m3	1.50
005	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	m3	1.10
006	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	1.00
007	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas	m3	1.00
008	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm @0.15)	m2	7.15
009	Encofrado y desencofrado en pedestales	m2	2.50
010	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales	m3	0.55
011	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	m2	0.18
012	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	m2	0.19
013	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	20.00
014	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	20.00
015	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	25.00
016	Corta Pandeos	m	20.00
017	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2.00
018	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	11.35
019	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	1.00
020	Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2	Kg	77.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Replanteo y nivelación
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 001
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 12.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.03	0.03	3.01%
Equipo Topográfico	1.00	3.50	3.50	0.28	27.13%
TOTAL EQUIPO				0.31 \$	30.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Topografo	1.00	2.55	2.55	0.20	19.80%
Cadenero	2.00	2.48	4.96	0.40	38.43%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.94%
TOTAL MANO DE OBRA				0.62 \$	60.17%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Estacas y mojones	pto	0.20	0.50	0.10	9.69%
TOTAL MATERIALES				0.10 \$	9.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.03 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.21 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.24 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Excavación manual en cimientos y plintos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 002
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.4 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.32	0.32	4.76%
TOTAL EQUIPO				0.32 \$	4.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	6.14	90.53%
Maestro de obra	0.05	2.55	0.13	0.32	4.71%
TOTAL MANO DE OBRA				6.45 \$	95.24%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.78 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.36 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.13 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Desalojo de tierras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 003
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.82 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.28	0.28	4.45%
Volqueta de 8m3	0.05	15.00	0.75	0.41	6.59%
TOTAL EQUIPO				0.69 \$	11.04%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	4.00	2.45	9.82	5.39	86.22%
Maestro de obra	0.05	2.55	0.13	0.07	1.12%
Chofer licencia E	0.05	3.70	0.18	0.10	1.62%
TOTAL MANO DE OBRA				5.57 \$	88.96%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.26 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.25 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.51 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Relleno con suelo natural
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 004
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.5 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.25	0.25	4.08%
Sapo compactador	0.25	4.25	1.06	0.71	11.38%
TOTAL EQUIPO				0.96 \$	15.46%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	3.27	52.57%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.64	26.28%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.17	2.74%
TOTAL MANO DE OBRA				5.08 \$	81.59%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Agua	m3	0.20	0.92	0.18	2.96%
TOTAL MATERIALES				0.18 \$	2.96%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.22 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.24 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.47 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	005
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	RENDIMIENTO	1.1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.24	1.24	1.47%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.91	2.27%
TOTAL EQUIPO				3.15 \$	3.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	20.08	23.83%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.51	5.35%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.23	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				24.82 \$	29.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	6.17%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	9.02%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.26%
Cemento	kg	309.00	0.14	43.26	51.35%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	66.80%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	84.25 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	16.85 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	101.10 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	006
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	RENDIMIENTO	1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.79	1.79	1.72%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.03%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.48%
TOTAL EQUIPO				4.39 \$	4.23%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	10.00	2.45	24.54	24.54	23.69%
Albañil	4.00	2.48	9.91	9.91	9.57%
Maestro de obra	0.50	2.55	1.28	1.28	1.23%
TOTAL MANO DE OBRA				35.73 \$	34.49%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.02%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.34%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.20%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	48.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	61.27%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	103.59 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	20.72 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	124.31 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón $f'c=210$ Kg/cm², para cadenas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m³
RENDIMIENTO 1 [m³/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.12	1.12	1.25%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.34%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.56%
TOTAL EQUIPO				3.72 \$	4.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	7.00	2.45	17.18	17.18	19.18%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.53%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				22.39 \$	25.00%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m ³	0.65	8.00	5.20	5.80%
Ripio	m ³	0.95	8.00	7.60	8.48%
Agua	m ³	0.22	0.92	0.20	0.23%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	56.34%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	70.85%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	89.58 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.92 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	107.50 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	008
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	RENDIMIENTO	7.15 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.21	0.21	1.61%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.29	2.26%
TOTAL EQUIPO				0.50 \$	3.87%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	2.75	21.17%
Albañil	4.00	2.48	9.91	1.39	10.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.04	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				4.17 \$	32.14%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.04	8.00	0.32	2.47%
Ripio	m3	0.08	8.00	0.64	4.93%
Agua	m3	0.06	0.92	0.06	0.43%
Cemento	kg	35.00	0.14	4.90	37.78%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	11.45%
Piedra	m3	0.15	6.00	0.90	6.94%
TOTAL MATERIALES				8.30 \$	63.99%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	12.97 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.59 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	15.56 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en pedestales
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 009
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Píngos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	010
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales	RENDIMIENTO	0.55 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.69	2.69	2.14%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	3.04%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.45%
TOTAL EQUIPO				8.33 \$	6.63%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	35.70	28.41%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.76%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.70%
TOTAL MANO DE OBRA				53.86 \$	42.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.14%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.05%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	40.16%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	50.51%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	125.66 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	25.13 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	150.80 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	011
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	RENDIMIENTO	0.18 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.16	2.16	0.86%
Herramienta metalmecanica	1.00	0.94	0.94	5.22	2.07%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.67	0.26%
Taladro Electrico	1.00	1.10	1.10	6.11	2.43%
TOTAL EQUIPO				14.16 \$	5.62%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Albañil	2.00	2.48	4.96	27.54	10.93%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	14.30	5.68%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.42	0.56%
TOTAL MANO DE OBRA				43.26 \$	17.17%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.28%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.10%
Placa E=12mm	Kg	94.00	1.60	150.40	59.69%
Pernos ASTM 7/8 Cabeza Hexagonal Gr	u	36.00	1.20	43.20	17.15%
TOTAL MATERIALES				194.54 \$	77.21%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	251.96 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	50.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	302.35 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	012
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	RENDIMIENTO	0.19 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.04	2.04	1.22%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	4.95	2.96%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.63	0.38%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	5.26	3.15%
TOTAL EQUIPO				12.88 \$	7.71%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	25.83	15.46%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	13.55	8.11%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.34	0.80%
TOTAL MANO DE OBRA				40.73 \$	24.38%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.42%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.14%
Placa E=8mm	Kg	70.00	1.60	112.00	67.04%
Electrodos 70-11	kg	0.20	2.64	0.53	0.32%
TOTAL MATERIALES				113.46 \$	67.91%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	167.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	33.41 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	200.48 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	013
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	Kg
RUBRO	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	RENDIMIENTO	20 [Kg/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.39%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.42%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	2.92%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	6.86%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	14.10%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	6.78%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.22%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.59%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	22.70%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=20mm	kg	1.00	1.20	1.20	57.46%
Electrodos 70-11	kg	0.08	2.64	0.21	10.11%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	2.87%
TOTAL MATERIALES				1.47 \$	70.44%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.09 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.42 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.51 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	014
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	Kg
RUBRO	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	RENDIMIENTO	20 [Kg/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.21%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.55%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.45%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	3.11%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	7.32%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	15.04%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	7.23%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.30%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.63%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	24.21%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=15mm	kg	0.66	1.20	0.79	40.44%
Plancha de acero E=8mm	kg	0.34	1.05	0.36	18.23%
Electrodos 70-11	kg	0.05	2.64	0.13	6.74%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	3.06%
TOTAL MATERIALES				1.34 \$	68.47%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.96 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.35 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Vigas Secundarias de Acero Estructural A36
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 015
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 25 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	0.92%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.04	2.38%
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.00	0.29%
Oxicorte	1.00	1.75	1.75	0.07	4.17%
TOTAL EQUIPO				0.13 \$	7.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	0.10	6.13%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	0.20	11.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.61%
TOTAL MANO DE OBRA				0.31 \$	18.43%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=4mm	kg	0.43	0.86	0.37	22.02%
Plancha de acero E=9mm	kg	0.57	0.93	0.53	31.57%
Electrodos 60-11	kg	0.04	2.64	0.11	6.29%
Oxigeno	m3	0.02	11.70	0.23	13.93%
TOTAL MATERIALES				1.24 \$	73.81%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.68 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.34 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.02 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Corta Pandeos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 016
UNIDAD m
RENDIMIENTO 20 [m/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.13%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.05	0.82%
TOTAL EQUIPO				0.06 \$	0.94%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	0.13	2.11%
Ayudante	0.10	2.45	0.25	0.01	0.20%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.21%
TOTAL MANO DE OBRA				0.15 \$	2.51%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero en perfil L	m	1.00	5.85	5.85	95.68%
Electrodos 60-11	kg	0.02	2.64	0.05	0.86%
TOTAL MATERIALES				5.90 \$	96.54%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.11 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.22 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.34 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Tablero Deck (incluye mano de obra)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 017
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.14	0.14	1.35%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	1.35%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.26	2.54%
TOTAL MANO DE OBRA				2.71 \$	26.91%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa colaborante Deck	m2	1.05	6.88	7.22	71.74%
TOTAL MATERIALES				7.22 \$	71.74%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	10.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.01 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	12.08 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.	CÓDIGO	018
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	RENDIMIENTO	11.4 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	0.22	10.73%
Albañil	1.00	2.48	2.48	0.22	10.84%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.12%
TOTAL MANO DE OBRA				0.46 \$	22.69%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Alambre Galvanizado	kg	0.05	1.00	0.05	2.48%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	73.70%
TOTAL MATERIALES				1.54 \$	76.18%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.01 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.40 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 019
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.37	1.37	1.55%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.39%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.14%
TOTAL EQUIPO				4.47 \$	5.07%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	22.09	25.09%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.63%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				27.30 \$	31.01%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.91%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.63%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.25%
Cemento	kg	309.00	0.14	43.26	49.13%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	63.92%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	88.05 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	105.66 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 5 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 020
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 77 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.44%
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	1.11%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.55%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Fierrero	2.00	2.45	4.91	0.06	5.44%
Ayudante de fierrero	1.00	2.45	2.45	0.03	2.72%
Maestro de obra	0.25	2.55	0.64	0.01	0.71%
TOTAL MANO DE OBRA				0.10 \$	8.87%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero de refuerzo f'c=4200 kg/cm2	kg	1.05	0.95	1.00	85.14%
Alambre Galvanizado	kg	0.05	1.00	0.05	4.44%
TOTAL MATERIALES				1.05 \$	89.58%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.17 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.23 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.41 \$	

Anexo 6.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS EDIFICIOS DE 10 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO.

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

ITEM	DESCRIPCIÓN
PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
FECHA	19/10/2011
PROPONENTE	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
PROPIETARIO	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
REVISADO POR	Ing. Juan Carlos Garcés
DESCRIPCIÓN	Presupuesto de edificación H.A. 10 pisos
PROVINCIA	Pichincha
CANTÓN	Quito
PARROQUIA	Quito
SECTOR	Quito
DIRECCIÓN	Quito

CUADRO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR [\$]	%
Dirección de obra	29867.28	6.00%
Administrativos	9955.76	2.00%
Locales provisionales	4977.88	1.00%
Vehículos y transporte	7466.82	1.50%
Servicios públicos	2488.94	0.50%
Promoción	497.79	0.10%
Garantías	4977.88	1.00%
Seguros	19911.52	4.00%
Costos financieros	9955.76	2.00%
Prevención de accidentes	2986.73	0.60%
Utilidades	49778.79	10.00%
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS	142865.14	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE LA OBRA	497787.93	
% COSTO INDIRECTO = TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS x 100 =		20.00%

CUADRO DE COSTOS DE MANO DE OBRA

COMPONENTES DEL SALARIO REAL HORARIO

A Salario mensual (a)	E Fondo de reserva	I Factor de mayoración (c)
B Décimo tercer sueldo	F Aportación al IECE	S.R.H. Salario Real Horario [\$/h]
C Décimo cuarto sueldo (b)	G Aportación a CNCF	
D Aporte patronal	H Salario Real Mensual (S.R.M.)	

Nº	MANO DE OBRA	Categoría	A	B	C	D	E	F	G	H	I	S.R.H.
1	Peon	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
2	Ayudante	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
3	Albañil	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
4	Maestro de obra	IV	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
5	Mecanico especialización soldador	MEP I	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
6	Topografo	TOPOGRAF.	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
7	Ayudante de herrero	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
8	Cadenero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
9	Carpintero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
10	Herrero	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
11	Chofer licencia E	C2	430.11	35.84	22.00	47.96	35.82816	2.15	2.15	576.04	1.54	3.70
12	Ayudante de maquinaria	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
13	Operador Retroexcavadora	OEP 1	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57

BASES LEGALES: Código de Trabajo y Ley de Seguro Social Obligatorio

- (a) Se tomarán meses de 30 días
 (b) Se toma un valor de S.B.U. igual a 264 [\$/año]
 (c) Se toma un valor de días laborables al año igual a 237 (Basado en la camara de la construcción)

$$\text{Salario Real Horario} = \frac{\text{Salario Real Mensual}}{30 [\text{días}] * 8 [\text{horas / día}]} * \text{Factor de Mayoración}$$

LISTA DE MATERIALES

Nº	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO U. [€]
1	Estacas y mojones	pto	0.50
2	Agua	m3	0.92
3	Arena	m3	8.00
4	Cemento	Kg	0.14
5	Ripio	m3	8.00
6	Rieles para encofrado	u	1.13
7	Pingos	m	0.81
8	Tabla de monte	m	0.79
9	Aceite Quemado	gl	0.50
10	Clavos	kg	0.76
11	Acero de refuerzo $f_c=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	0.95
12	Malla electrosoldada 4x15	m2	1.35
13	Piedra	m3	6.00
14	Placa colaborante Deck	m2	6.88
15	Electrodos 60-11	kg	2.64
16	Oxigeno	m3	11.70
17	Plancha de acero E=4mm	kg	0.86
18	Plancha de acero E=9mm	kg	0.93
19	Alambre Galvanizado	Kg	1.00
20	Thinner	gl	6.00
21	Placa E=9mm	m2	65.32
22	Pernos $\Phi 16$	u	0.80

LISTA DE EQUIPO

Nº	EQUIPO	COSTO/h [€/h]	OBSERVACIONES
1	Herramienta menor	5% m.o.	
2	Equipo Topográfico	3.5	
3	Sapo compactador	4.25	
4	Concretera 1 saco	2.10	
5	Vibrador	1.00	
6	Cortadora dobladora de hierro	1.00	
7	Amoladora electrica	1.10	
8	Soldadora electrica 300 a	1.00	
9	Andamios modulo incluye transporte	0.12	
10	Elevador (1 saco)	1.00	
11	Oxicorte	1.75	
12	Herramienta metalmechanica	0.94	
13	Equipo de proteccion industrial	0.12	
14	Taladro Electrico	1.10	
15	Volqueta 8m ³	15.00	
16	Retroexcavadora	20.00	

CUADRO DE RUBROS Y RENDIMIENTOS

CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	RENDIMIENTO [UNIDAD/h]
001	Replanteo y nivelación	m2	12.50
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	20.00
003	Desalojo de Tierras	m3	14.30
004	Relleno con suelo natural	m3	1.50
005	Hormigón $f_c=140$ Kg/cm2, para replantillos	m3	1.10
006	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	1.00
007	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cadenas	m3	1.00
008	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada $e=4mm @ 0.15$)	m2	7.15
009	Encofrado y desencofrado en columnas y muros	m2	2.50
010	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para columnas y muros	m3	0.55
011	Encofrado y desencofrado en vigas	m2	2.50
012	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para vigas	m3	0.55
013	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	25
014	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2.00
015	Malla electrosoldada $e=4mm @ 0.15$ en losas tipo Deck	m2	11.35
016	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	1.00
017	Acero estructural en barras, $f_y=4200$ Kg/cm2	Kg	77.00
018	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	m2	0.18

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Replanteo y nivelación
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 001
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 12.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.03	0.03	3.01%
Equipo Topográfico	1.00	3.50	3.50	0.28	27.12%
TOTAL EQUIPO				0.31 \$	30.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Topografo	1.00	2.55	2.55	0.20	19.79%
Cadenero	2.00	2.48	4.96	0.40	38.41%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.98%
TOTAL MANO DE OBRA				0.62 \$	60.19%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Estacas y mojones	pto	0.20	0.50	0.10	9.69%
TOTAL MATERIALES				0.10 \$	9.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.03 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.21 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.24 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Excavación a máquina en cimientos y plintos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 002
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 20 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.34%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.00	71.80%
TOTAL EQUIPO				1.02 \$	73.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.13	9.24%
Peon	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
TOTAL MANO DE OBRA				0.37 \$	26.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.39 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.28 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Desalojo de Tierras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 003
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 14.3 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.40	45.74%
Volqueta 8m3	1.00	15.00	15.00	1.05	34.31%
TOTAL EQUIPO				2.45 \$	80.05%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.17	5.61%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.18	5.89%
Chofer licencia E	1.00	3.70	3.70	0.26	8.45%
TOTAL MANO DE OBRA				0.61 \$	19.95%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	3.06 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	3.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Relleno con suelo natural
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 004
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.5 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.25	0.25	4.08%
Sapo compactador	0.25	4.25	1.06	0.71	11.38%
TOTAL EQUIPO				0.96 \$	15.46%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	3.27	52.57%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.64	26.28%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.17	2.74%
TOTAL MANO DE OBRA				5.08 \$	81.59%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Agua	m3	0.20	0.92	0.18	2.96%
TOTAL MATERIALES				0.18 \$	2.96%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.22 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.24 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.47 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 005
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.24	1.24	1.47%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.91	2.27%
TOTAL EQUIPO				3.15 \$	3.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	20.08	23.83%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.51	5.35%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.23	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				24.82 \$	29.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	6.17%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	9.02%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.26%
Cemento	Kg	309.00	0.14	43.26	51.35%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	66.80%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	84.25 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	16.85 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	101.10 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 006
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.79	1.79	1.72%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.03%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.48%
TOTAL EQUIPO				4.39 \$	4.23%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	10.00	2.45	24.54	24.54	23.69%
Albañil	4.00	2.48	9.91	9.91	9.57%
Maestro de obra	0.50	2.55	1.28	1.28	1.23%
TOTAL MANO DE OBRA				35.73 \$	34.49%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.02%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.34%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.20%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	48.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	61.27%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	103.59 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	20.72 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	124.31 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.12	1.12	1.25%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.34%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.56%
TOTAL EQUIPO				3.72 \$	4.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	7.00	2.45	17.18	17.18	19.18%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.53%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				22.39 \$	25.00%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.80%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.48%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.23%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	56.34%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	70.85%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	89.58 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.92 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	107.50 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 008
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 7.15 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.21	0.21	1.61%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.29	2.26%
TOTAL EQUIPO				0.50 \$	3.87%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	2.75	21.17%
Albañil	4.00	2.48	9.91	1.39	10.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.04	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				4.17 \$	32.14%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.04	8.00	0.32	2.47%
Ripio	m3	0.08	8.00	0.64	4.93%
Agua	m3	0.06	0.92	0.06	0.43%
Cemento	Kg	35.00	0.14	4.90	37.78%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	11.45%
Piedra	m3	0.15	6.00	0.90	6.94%
TOTAL MATERIALES				8.30 \$	63.99%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	12.97 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.59 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	15.56 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en columnas y muros
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 009
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Píngos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para columnas y muros
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 010
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.55 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.69	2.69	2.14%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	3.04%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.45%
TOTAL EQUIPO				8.33 \$	6.63%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	35.70	28.41%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.76%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.70%
TOTAL MANO DE OBRA				53.86 \$	42.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.14%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.05%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	40.16%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	50.51%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	125.66 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	25.13 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	150.80 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en vigas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 011
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Píngos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para vigas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 012
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.55 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.92	2.92	2.24%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	2.93%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.39%
TOTAL EQUIPO				8.55 \$	6.56%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	40.16	30.81%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.37%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.56%
TOTAL MANO DE OBRA				58.32 \$	44.74%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	3.99%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	5.83%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	38.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	48.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	130.35 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	26.07 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	156.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Vigas Secundarias de Acero Estructural A36
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 013
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 25 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	0.92%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.04	2.38%
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.00	0.29%
Oxicorte	1.00	1.75	1.75	0.07	4.17%
TOTAL EQUIPO				0.13 \$	7.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Mecanico especialización soldador	1.00	2.57	2.57	0.10	6.13%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	0.20	11.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.61%
TOTAL MANO DE OBRA				0.31 \$	18.43%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=4mm	kg	0.43	0.86	0.37	22.02%
Plancha de acero E=9mm	kg	0.57	0.93	0.53	31.57%
Electrodos 60-11	kg	0.04	2.64	0.11	6.29%
Oxigeno	m3	0.02	11.70	0.23	13.93%
TOTAL MATERIALES				1.24 \$	73.81%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.68 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.34 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.02 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Tablero Deck (incluye mano de obra)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 014
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.14	0.14	1.35%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	1.35%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.26	2.54%
TOTAL MANO DE OBRA				2.71 \$	26.91%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa colaborante Deck	m2	1.05	6.88	7.22	71.74%
TOTAL MATERIALES				7.22 \$	71.74%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	10.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.01 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	12.08 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 015
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 11.4 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	0.22	10.73%
Albañil	1.00	2.48	2.48	0.22	10.84%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.12%
TOTAL MANO DE OBRA				0.46 \$	22.69%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Alambre Galvanizado	Kg	0.05	1.00	0.05	2.48%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	73.70%
TOTAL MATERIALES				1.54 \$	76.18%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.01 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.40 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 016
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.37	1.37	1.43%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.21%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05%
TOTAL EQUIPO				4.47 \$	4.69%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	22.09	23.19%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.21%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.27%
TOTAL MANO DE OBRA				27.30 \$	28.67%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.46%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.98%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.21%
Cemento	Kg	360.50	0.14	50.47	52.99%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	66.65%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	95.24 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	19.05 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	114.29 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 017
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 77 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.44%
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	1.11%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.55%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Fierrero	2.00	2.45	4.91	0.06	5.44%
Ayudante de fierrero	1.00	2.45	2.45	0.03	2.72%
Maestro de obra	0.25	2.55	0.64	0.01	0.71%
TOTAL MANO DE OBRA				0.10 \$	8.87%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero de refuerzo f'c=4200 kg/cm2	kg	1.05	0.95	1.00	85.14%
Alambre Galvanizado	Kg	0.05	1.00	0.05	4.44%
TOTAL MATERIALES				1.05 \$	89.58%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.17 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.23 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.41 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS H.A.	CÓDIGO	018
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	RENDIMIENTO	0.18 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.16	2.16	1.75%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	5.22	4.22%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.12	0.24	1.33	1.08%
Taladro Electrico	1.00	1.10	1.10	6.11	4.94%
TOTAL EQUIPO				14.83 \$	11.99%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Albañil	2.00	2.48	4.96	27.54	22.27%
Mecanico especialización soldador	1.00	2.57	2.57	14.30	11.57%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.42	1.15%
TOTAL MANO DE OBRA				43.26 \$	34.99%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa E=9mm	m2	1.00	65.32	65.32	52.83%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.19%
Pernos Φ 16	u		0.80		
TOTAL MATERIALES				65.56 \$	53.02%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	123.65 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	24.73 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	148.38 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS EDIFICIOS DE 10 PISOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

ITEM	DESCRIPCIÓN
PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
FECHA	19/10/2011
PROPONENTE	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
PROPIETARIO	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
REVISADO POR	Ing. Juan Carlos Garcés
DESCRIPCIÓN	Presupuesto de edificación H.A. 10 pisos
PROVINCIA	Pichincha
CANTÓN	Quito
PARROQUIA	Quito
SECTOR	Quito
DIRECCIÓN	Quito

CUADRO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR [\$]	%
Dirección de obra	47790.35	6.00%
Administrativos	15930.12	2.00%
Locales provisionales	7965.06	1.00%
Vehículos y transporte	11947.59	1.50%
Servicios públicos	3982.53	0.50%
Promoción	796.51	0.10%
Garantías	7965.06	1.00%
Seguros	31860.23	4.00%
Costos financieros	15930.12	2.00%
Prevención de accidentes	4779.03	0.60%
Utilidades	79650.58	10.00%
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS	228597.16	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE LA OBRA	796505.77	
% COSTO INDIRECTO = TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS x 100 =		20.00%

CUADRO DE COSTOS DE MANO DE OBRA

COMPONENTES DEL SALARIO REAL HORARIO

- | | | |
|----------------------------|---------------------------------|--|
| A Salario mensual (a) | E Fondo de reserva | I Factor de mayoración (c) |
| B Décimo tercer sueldo | F Aportación al IECE | S.R.H. Salario Real Horario [\$ /h] |
| C Décimo cuarto sueldo (b) | G Aportación a CNCF | |
| D Aporte patronal | H Salario Real Mensual (S.R.M.) | |

Nº	MANO DE OBRA	Categoría	A	B	C	D	E	F	G	H	I	S.R.H.
1	Peon	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
2	Ayudante	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
3	Albañil	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
4	Maestro de obra	IV	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
5	Operador grúa	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
6	Maestro especializacion soldador	MEP I	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
7	Chofer licencia E	CHOFER	430.11	35.84	22.00	47.96	35.82816	2.15	2.15	576.04	1.54	3.70
8	Topografo	TOPROGRAF.	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
9	Ayudante de fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
10	Cadenero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
11	Carpintero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
12	Fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
13	Inspector de obra	V	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
14	Ayudante de maquinaria	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
15	Operador Retroexcavadora	OEP 1	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
16												
17												

BASES LEGALES: Código de Trabajo y Ley de Seguro Social Obligatorio

- (a) Se tomarán meses de 30 días
- (b) Se toma un valor de S.B.U. igual a 264 [\$ /año]
- (c) Se toma un valor de días laborables al año igual a 237 (Basado en la camara de la construcción)
- $$\text{Salario Real Horario} = \frac{\text{Salario Real Mensual}}{30 [\text{días}] * 8 [\text{horas / día}]} * \text{Factor de Mayoración}$$

LISTA DE MATERIALES

Nº	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO U. [\$]
1	Estacas y mojones	pto	0.50
2	Agua	m3	0.92
3	Arena	m3	8.00
4	Cemento	kg	0.14
5	Ripio	m3	8.00
6	Rieles para encofrado	u	1.13
7	Pingos	m	0.81
8	Tabla de monte	m	0.79
9	Aceite Quemado	gl	0.50
10	Clavos	kg	0.76
11	Acero de refuerzo $f_c=4200$ kg/cm ²	kg	0.95
12	Malla electrosoldada 4x15	m2	1.35
13	Piedra	m3	6.00
14	Placa colaborante Deck	m2	6.88
15	Electrodos 60-11	kg	2.64
16	Oxigeno	m3	11.70
17	Anticorrosivo	gl	13.91
18	Thinner	gl	6.00
19	Placa E=12mm	Kg	1.60
20	Pernos ASTM 7/8 Cabeza Hexagonal Gr 60	u	1.20
21	Placa E=8mm	Kg	1.60
22	Alambre Galvanizado	kg	1.00
23	Disco de desbaste	u	3.60
24	Plancha de acero E=4mm	kg	0.86
25	Plancha de acero E=8mm	kg	1.05
26	Plancha de acero E=9mm	kg	0.93
27	Plancha de acero E=15mm	kg	1.20
28	Plancha de acero E=20mm	kg	1.20
29	Electrodos 70-11	kg	2.64
30	Acero en perfil L	m	5.85

LISTA DE EQUIPO

Nº	EQUIPO	COSTO/h [\$/h]	OBSERVACIONES
1	Herramienta menor	5% m.o.	
2	Equipo Topográfico	3.5	
3	Minicargadora	17.12	
4	Volqueta de 8m ³	15.00	
5	Sapo compactador	4.25	
6	Concretera 1 saco	2.10	
7	Vibrador	1.00	
8	Encofrado metalico	3.50	Alquiler 15 días
9	Puntales metalicos	0.54	Alquiler 15 días
10	Viguetas melaticas	0.54	Alquiler 15 días
11	Cortadora dobladora de hierro	1.00	
12	Grúa Telescópica	12.18	
13	Tecle	2.00	
14	Soldadora electrica 300 a	1.00	
15	Andamios modulo incluye transporte	0.12	
16	Polea	0.60	
17	Elevador	1.00	
18	Oxicorte	1.75	
19	Herramienta metalmechanica	0.94	
20	Equipo de proteccion industrial	0.06	
21	Taladro Electrico	1.10	
22	Motosoldadora	1.00	
23	Equios de Trabajos en altura	0.08	
24	Retroexcavadora	20.00	

CUADRO DE RUBROS Y RENDIMIENTOS

CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	RENDIMIENTO [UNIDAD/h]
001	Replanteo y nivelación	m2	12.50
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	20.00
003	Desalojo de tierras	m3	14.30
004	Relleno con suelo natural	m3	1.50
005	Hormigón $f_c=140$ Kg/cm2, para replantillos	m3	1.10
006	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	1.00
007	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cadenas	m3	1.00
008	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada $e=4\text{mm @}0.15$)	m2	7.15
009	Encofrado y desencofrado en pedestales y muros	m2	2.50
010	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para pedestales y muros	m3	0.55
011	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	m2	0.18
012	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	m2	0.19
013	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	20.00
014	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	20.00
015	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	25.00
016	Corta Pandeos	m	20.00
017	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2.00
018	Malla electrosoldada $e=4\text{mm @ }0.15$ en losas tipo Deck	m2	11.35
019	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	1.00
020	Acero estructural en barras, $f_y=4200$ Kg/cm2	Kg	77.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Replanteo y nivelación
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 001
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 12.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.03	0.03	3.01%
Equipo Topográfico	1.00	3.50	3.50	0.28	27.13%
TOTAL EQUIPO				0.31 \$	30.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Topografo	1.00	2.55	2.55	0.20	19.80%
Cadenero	2.00	2.48	4.96	0.40	38.43%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.94%
TOTAL MANO DE OBRA				0.62 \$	60.17%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Estacas y mojones	pto	0.20	0.50	0.10	9.69%
TOTAL MATERIALES				0.10 \$	9.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.03 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.21 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.24 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	002
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Excavación a máquina en cimientos y plintos	RENDIMIENTO	20 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.34%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.00	71.80%
TOTAL EQUIPO				1.02 \$	73.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.13	9.24%
Peon	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
TOTAL MANO DE OBRA				0.37 \$	26.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.39 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.28 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Desalojo de tierras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 003
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 14.3 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.40	45.74%
Volqueta de 8m3	1.00	15.00	15.00	1.05	34.31%
TOTAL EQUIPO				2.45 \$	80.05%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.17	5.61%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.18	5.89%
Chofer licencia E	1.00	3.70	3.70	0.26	8.45%
TOTAL MANO DE OBRA				0.61 \$	19.95%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	3.06 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	3.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Relleno con suelo natural
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 004
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.5 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.25	0.25	4.08%
Sapo compactador	0.25	4.25	1.06	0.71	11.38%
TOTAL EQUIPO				0.96 \$	15.46%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	3.27	52.57%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.64	26.28%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.17	2.74%
TOTAL MANO DE OBRA				5.08 \$	81.59%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Agua	m3	0.20	0.92	0.18	2.96%
TOTAL MATERIALES				0.18 \$	2.96%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.22 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.24 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.47 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	005
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	RENDIMIENTO	1.1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.24	1.24	1.47%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.91	2.27%
TOTAL EQUIPO				3.15 \$	3.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	20.08	23.83%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.51	5.35%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.23	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				24.82 \$	29.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	6.17%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	9.02%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.26%
Cemento	kg	309.00	0.14	43.26	51.35%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	66.80%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	84.25 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	16.85 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	101.10 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	006
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	RENDIMIENTO	1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.79	1.79	1.72%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.03%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.48%
TOTAL EQUIPO				4.39 \$	4.23%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	10.00	2.45	24.54	24.54	23.69%
Albañil	4.00	2.48	9.91	9.91	9.57%
Maestro de obra	0.50	2.55	1.28	1.28	1.23%
TOTAL MANO DE OBRA				35.73 \$	34.49%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.02%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.34%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.20%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	48.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	61.27%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	103.59 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	20.72 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	124.31 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.12	1.12	1.25%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.34%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.56%
TOTAL EQUIPO				3.72 \$	4.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	7.00	2.45	17.18	17.18	19.18%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.53%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				22.39 \$	25.00%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.80%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.48%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.23%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	56.34%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	70.85%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	89.58 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.92 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	107.50 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.12	1.12	1.25%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.34%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.56%
TOTAL EQUIPO				3.72 \$	4.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	7.00	2.45	17.18	17.18	19.18%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.53%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				22.39 \$	25.00%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.80%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.48%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.23%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	56.34%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	70.85%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	89.58 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.92 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	107.50 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	009
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Encofrado y desencofrado en pedestales y muros	RENDIMIENTO	2.5 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Pingos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	010
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales y muros	RENDIMIENTO	0.55 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.69	2.69	2.14%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	3.04%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.45%
TOTAL EQUIPO				8.33 \$	6.63%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	35.70	28.41%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.76%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.70%
TOTAL MANO DE OBRA				53.86 \$	42.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.14%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.05%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	40.16%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	50.51%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	125.66 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	25.13 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	150.80 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	011
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	RENDIMIENTO	0.18 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.16	2.16	0.86%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	5.22	2.07%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.67	0.26%
Taladro Electrico	1.00	1.10	1.10	6.11	2.43%
TOTAL EQUIPO				14.16 \$	5.62%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Albañil	2.00	2.48	4.96	27.54	10.93%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	14.30	5.68%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.42	0.56%
TOTAL MANO DE OBRA				43.26 \$	17.17%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.28%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.10%
Placa E=12mm	Kg	94.00	1.60	150.40	59.69%
Pernos ASTM 7/8 Cabeza Hexagonal Gr	u	36.00	1.20	43.20	17.15%
TOTAL MATERIALES				194.54 \$	77.21%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	251.96 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	50.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	302.35 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	012
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	RENDIMIENTO	0.19 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.04	2.04	1.22%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	4.95	2.96%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.63	0.38%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	5.26	3.15%
TOTAL EQUIPO				12.88 \$	7.71%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	25.83	15.46%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	13.55	8.11%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.34	0.80%
TOTAL MANO DE OBRA				40.73 \$	24.38%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.42%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.14%
Placa E=8mm	Kg	70.00	1.60	112.00	67.04%
Electrodos 70-11	kg	0.20	2.64	0.53	0.32%
TOTAL MATERIALES				113.46 \$	67.91%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	167.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	33.41 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	200.48 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	013
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	Kg
RUBRO	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	RENDIMIENTO	20 [Kg/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.39%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.42%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	2.92%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	6.86%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	14.10%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	6.78%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.22%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.59%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	22.70%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=20mm	kg	1.00	1.20	1.20	57.46%
Electrodos 70-11	kg	0.08	2.64	0.21	10.11%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	2.87%
TOTAL MATERIALES				1.47 \$	70.44%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.09 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.42 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.51 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	014
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	Kg
RUBRO	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	RENDIMIENTO	20 [Kg/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.21%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.55%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.45%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	3.11%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	7.32%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	15.04%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	7.23%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.30%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.63%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	24.21%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=15mm	kg	0.66	1.20	0.79	40.44%
Plancha de acero E=8mm	kg	0.34	1.05	0.36	18.23%
Electrodos 70-11	kg	0.05	2.64	0.13	6.74%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	3.06%
TOTAL MATERIALES				1.34 \$	68.47%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.96 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.35 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Vigas Secundarias de Acero Estructural A36
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 015
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 25 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	0.92%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.04	2.38%
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.00	0.29%
Oxicorte	1.00	1.75	1.75	0.07	4.17%
TOTAL EQUIPO				0.13 \$	7.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	0.10	6.13%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	0.20	11.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.61%
TOTAL MANO DE OBRA				0.31 \$	18.43%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=4mm	kg	0.43	0.86	0.37	22.02%
Plancha de acero E=9mm	kg	0.57	0.93	0.53	31.57%
Electrodos 60-11	kg	0.04	2.64	0.11	6.29%
Oxigeno	m3	0.02	11.70	0.23	13.93%
TOTAL MATERIALES				1.24 \$	73.81%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.68 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.34 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.02 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Corta Pandeos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 016
UNIDAD m
RENDIMIENTO 20 [m/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.13%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.05	0.82%
TOTAL EQUIPO				0.06 \$	0.94%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	0.13	2.11%
Ayudante	0.10	2.45	0.25	0.01	0.20%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.21%
TOTAL MANO DE OBRA				0.15 \$	2.51%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero en perfil L	m	1.00	5.85	5.85	95.68%
Electrodos 60-11	kg	0.02	2.64	0.05	0.86%
TOTAL MATERIALES				5.90 \$	96.54%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.11 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.22 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.34 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Tablero Deck (incluye mano de obra)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 017
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.14	0.14	1.35%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	1.35%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.26	2.54%
TOTAL MANO DE OBRA				2.71 \$	26.91%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa colaborante Deck	m2	1.05	6.88	7.22	71.74%
TOTAL MATERIALES				7.22 \$	71.74%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	10.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.01 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	12.08 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	018
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	RENDIMIENTO	11.4 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	0.22	10.73%
Albañil	1.00	2.48	2.48	0.22	10.84%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.12%
TOTAL MANO DE OBRA				0.46 \$	22.69%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Alambre Galvanizado	kg	0.05	1.00	0.05	2.48%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	73.70%
TOTAL MATERIALES				1.54 \$	76.18%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.01 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.40 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.	CÓDIGO	019
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	RENDIMIENTO	1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.37	1.37	1.55%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.39%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.14%
TOTAL EQUIPO				4.47 \$	5.07%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	22.09	25.09%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.63%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				27.30 \$	31.01%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.91%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.63%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.25%
Cemento	kg	309.00	0.14	43.26	49.13%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	63.92%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	88.05 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	105.66 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 10 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 020
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 77 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.44%
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	1.11%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.55%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Fierrero	2.00	2.45	4.91	0.06	5.44%
Ayudante de fierrero	1.00	2.45	2.45	0.03	2.72%
Maestro de obra	0.25	2.55	0.64	0.01	0.71%
TOTAL MANO DE OBRA				0.10 \$	8.87%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero de refuerzo f'c=4200 kg/cm2	kg	1.05	0.95	1.00	85.14%
Alambre Galvanizado	kg	0.05	1.00	0.05	4.44%
TOTAL MATERIALES				1.05 \$	89.58%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.17 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.23 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.41 \$	

Anexo 7.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS EDIFICIOS DE 15 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

ITEM	DESCRIPCIÓN
PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
FECHA	19/10/2011
PROPONENTE	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
PROPIETARIO	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
REVISADO POR	Ing. Juan Carlos Garcés
DESCRIPCIÓN	Presupuesto de edificación H.A. 15 pisos
PROVINCIA	Pichincha
CANTÓN	Quito
PARROQUIA	Quito
SECTOR	Quito
DIRECCIÓN	Quito

CUADRO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR [\$]	%
Dirección de obra	48679.83	6.00%
Administrativos	16226.61	2.00%
Locales provisionales	8113.30	1.00%
Vehículos y transporte	12169.96	1.50%
Servicios públicos	4056.65	0.50%
Promoción	811.33	0.10%
Garantías	8113.30	1.00%
Seguros	32453.22	4.00%
Costos financieros	16226.61	2.00%
Prevención de accidentes	4867.98	0.60%
Utilidades	81133.05	10.00%
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS	232851.85	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE LA OBRA	811330.48	
% COSTO INDIRECTO = TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS x 100 =		20.00%

CUADRO DE COSTOS DE MANO DE OBRA

COMPONENTES DEL SALARIO REAL HORARIO

A Salario mensual (a)	E Fondo de reserva	I Factor de mayoración (c)
B Décimo tercer sueldo	F Aportación al IECE	S.R.H. Salario Real Horario [\$ /h]
C Décimo cuarto sueldo (b)	G Aportación a CNCF	
D Aporte patronal	H Salario Real Mensual (S.R.M.)	

Nº	MANO DE OBRA	Categoría	A	B	C	D	E	F	G	H	I	S.R.H.
1	Peon	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
2	Ayudante	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
3	Albañil	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
4	Maestro de obra	IV	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
5	Mecanico especialización soldador	MEP I	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
6	Topografo	TOPROGRAF.	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
7	Ayudante de herrero	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
8	Cadenero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
9	Carpintero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
10	Herrero	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
11	Chofer licencia E	C2	430.11	35.84	22.00	47.96	35.82816	2.15	2.15	576.04	1.54	3.70
12	Ayudante de maquinaria	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
13	Operador Retroexcavadora	OEP 1	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57

BASES LEGALES: Código de Trabajo y Ley de Seguro Social Obligatorio

- (a) Se tomarán meses de 30 días
 (b) Se toma un valor de S.B.U. igual a 264 [\$ /año]
 (c) Se toma un valor de días laborables al año igual a 237 (Basado en la camara de la construcción)

$$\text{Salario Real Horario} = \frac{\text{Salario Real Mensual}}{30[\text{días}] * 8[\text{horas / día}]} * \text{Factor de Mayoración}$$

LISTA DE MATERIALES

Nº	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO U. [€]
1	Estacas y mojones	pto	0.50
2	Agua	m3	0.92
3	Arena	m3	8.00
4	Cemento	Kg	0.14
5	Ripio	m3	8.00
6	Rieles para encofrado	u	1.13
7	Pingos	m	0.81
8	Tabla de monte	m	0.79
9	Aceite Quemado	gl	0.50
10	Clavos	kg	0.76
11	Acero de refuerzo $f_c=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	0.95
12	Malla electrosoldada 4x15	m2	1.35
13	Piedra	m3	6.00
14	Placa colaborante Deck	m2	6.88
15	Electrodos 60-11	kg	2.64
16	Oxigeno	m3	11.70
17	Plancha de acero E=4mm	kg	0.86
18	Plancha de acero E=9mm	kg	0.93
19	Alambre Galvanizado	Kg	1.00
20	Thinner	gl	6.00
21	Placa E=9mm	m2	65.32
22	Pernos $\Phi 16$	u	0.80

LISTA DE EQUIPO

Nº	EQUIPO	COSTO/h [€/h]	OBSERVACIONES
1	Herramienta menor	5% m.o.	
2	Equipo Topográfico	3.5	
3	Sapo compactador	4.25	
4	Concretera 1 saco	2.10	
5	Vibrador	1.00	
6	Cortadora dobladora de hierro	1.00	
7	Amoladora electrica	1.10	
8	Soldadora electrica 300 a	1.00	
9	Andamios modulo incluye transporte	0.12	
10	Elevador (1 saco)	1.00	
11	Oxicorte	1.75	
12	Herramienta metalmeccanica	0.94	
13	Equipo de proteccion industrial	0.12	
14	Taladro Electrico	1.10	
15	Volqueta 8m ³	15.00	
16	Retroexcavadora	20.00	

CUADRO DE RUBROS Y RENDIMIENTOS

CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	RENDIMIENTO [UNIDAD/h]
001	Replanteo y nivelación	m2	12.50
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	20.00
003	Desalojo de Tierras	m3	14.30
004	Hormigón $f_c=140$ Kg/cm2, para replantillos	m3	1.10
005	Hormigón $f_c=350$ Kg/cm2, para losas y vigas de cimentación	m3	1.00
006	Encofrado y desencofrado en columnas y muros	m2	2.50
007	Hormigón $f_c=350$ Kg/cm2, para columnas y muros	m3	0.55
008	Encofrado y desencofrado en vigas	m2	2.50
009	Hormigón $f_c=350$ Kg/cm2, para vigas	m3	0.55
010	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	25
011	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2.00
012	Malla electrosoldada $e=4mm$ @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	11.35
013	Hormigón $f_c=350$ Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	1.00
014	Acero estructural en barras, $f_y=4200$ Kg/cm2	Kg	77.00
015	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	m2	0.18

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Replanteo y nivelación
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 001
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 12.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.03	0.03	3.01%
Equipo Topográfico	1.00	3.50	3.50	0.28	27.12%
TOTAL EQUIPO				0.31 \$	30.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Topografo	1.00	2.55	2.55	0.20	19.79%
Cadenero	2.00	2.48	4.96	0.40	38.41%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.98%
TOTAL MANO DE OBRA				0.62 \$	60.19%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Estacas y mojones	pto	0.20	0.50	0.10	9.69%
TOTAL MATERIALES				0.10 \$	9.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.03 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.21 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.24 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Excavación a máquina en cimientos y plintos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 002
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 20 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.34%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.00	71.80%
TOTAL EQUIPO				1.02 \$	73.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.13	9.24%
Peon	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
TOTAL MANO DE OBRA				0.37 \$	26.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.39 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.28 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Desalojo de Tierras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 003
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 14.3 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.40	45.74%
Volqueta 8m3	1.00	15.00	15.00	1.05	34.31%
TOTAL EQUIPO				2.45 \$	80.05%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.17	5.61%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.18	5.89%
Chofer licencia E	1.00	3.70	3.70	0.26	8.45%
TOTAL MANO DE OBRA				0.61 \$	19.95%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	3.06 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	3.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 004
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.24	1.24	1.47%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.91	2.27%
TOTAL EQUIPO				3.15 \$	3.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	20.08	23.83%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.51	5.35%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.23	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				24.82 \$	29.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	6.17%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	9.02%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.26%
Cemento	Kg	309.00	0.14	43.26	51.35%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	66.80%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	84.25 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	16.85 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	101.10 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.	CÓDIGO	005
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para losas y vigas de cimentación	RENDIMIENTO	1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.79	1.79	1.45%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	1.71%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.41%
TOTAL EQUIPO				4.39 \$	3.56%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	10.00	2.45	24.54	24.54	19.94%
Albañil	4.00	2.48	9.91	9.91	8.05%
Maestro de obra	0.50	2.55	1.28	1.28	1.04%
TOTAL MANO DE OBRA				35.73 \$	29.03%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.22%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.17%
Agua	m3	0.19	0.92	0.17	0.14%
Cemento	Kg	500.00	0.14	70.00	56.87%
TOTAL MATERIALES				82.97 \$	67.41%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	123.09 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	24.62 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	147.71 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en columnas y muros
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 006
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Píngos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para columnas y muros
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.55 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.69	2.69	1.86%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	2.63%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.25%
TOTAL EQUIPO				8.33 \$	5.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	35.70	24.59%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	9.31%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.20%
TOTAL MANO DE OBRA				53.86 \$	37.10%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	3.58%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	5.24%
Agua	m3	0.19	0.92	0.17	0.12%
Cemento	Kg	500.00	0.14	70.00	48.22%
TOTAL MATERIALES				82.97 \$	57.16%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	145.16 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	29.03 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	174.20 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Encofrado y desencofrado en vigas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 008
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Píngos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para vigas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 009
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 0.55 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.92	2.92	1.95%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	2.55%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.21%
TOTAL EQUIPO				8.55 \$	5.71%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	40.16	26.80%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	9.02%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.10%
TOTAL MANO DE OBRA				58.32 \$	38.92%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	3.47%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	5.07%
Agua	m3	0.19	0.92	0.17	0.12%
Cemento	Kg	500.00	0.14	70.00	46.71%
TOTAL MATERIALES				82.97 \$	55.37%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	149.85 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	29.97 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	179.82 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Vigas Secundarias de Acero Estructural A36
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 010
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 25 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	0.92%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.04	2.38%
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.00	0.29%
Oxicorte	1.00	1.75	1.75	0.07	4.17%
TOTAL EQUIPO				0.13 \$	7.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Mecanico especialización soldador	1.00	2.57	2.57	0.10	6.13%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	0.20	11.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.61%
TOTAL MANO DE OBRA				0.31 \$	18.43%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=4mm	kg	0.43	0.86	0.37	22.02%
Plancha de acero E=9mm	kg	0.57	0.93	0.53	31.57%
Electrodos 60-11	kg	0.04	2.64	0.11	6.29%
Oxigeno	m3	0.02	11.70	0.23	13.93%
TOTAL MATERIALES				1.24 \$	73.81%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.68 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.34 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.02 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Tablero Deck (incluye mano de obra)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 011
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.14	0.14	1.35%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	1.35%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.26	2.54%
TOTAL MANO DE OBRA				2.71 \$	26.91%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa colaborante Deck	m2	1.05	6.88	7.22	71.74%
TOTAL MATERIALES				7.22 \$	71.74%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	10.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.01 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	12.08 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 012
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 11.4 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	0.22	10.73%
Albañil	1.00	2.48	2.48	0.22	10.84%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.12%
TOTAL MANO DE OBRA				0.46 \$	22.69%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Alambre Galvanizado	Kg	0.05	1.00	0.05	2.48%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	73.70%
TOTAL MATERIALES				1.54 \$	76.18%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.01 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.40 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=350 Kg/cm2, para losas tipo deck
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 013
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.37	1.37	1.19%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	1.83%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	0.87%
TOTAL EQUIPO				4.47 \$	3.89%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	22.09	19.25%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	4.32%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.22%
TOTAL MANO DE OBRA				27.30 \$	23.79%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.53%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.62%
Agua	m3	0.19	0.92	0.17	0.15%
Cemento	Kg	500.00	0.14	70.00	61.01%
TOTAL MATERIALES				82.97 \$	72.31%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	114.74 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	22.95 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	137.69 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 014
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 77 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.44%
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	1.11%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.55%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Fierrero	2.00	2.45	4.91	0.06	5.44%
Ayudante de fierrero	1.00	2.45	2.45	0.03	2.72%
Maestro de obra	0.25	2.55	0.64	0.01	0.71%
TOTAL MANO DE OBRA				0.10 \$	8.87%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero de refuerzo f'c=4200 kg/cm2	kg	1.05	0.95	1.00	85.14%
Alambre Galvanizado	Kg	0.05	1.00	0.05	4.44%
TOTAL MATERIALES				1.05 \$	89.58%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.17 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.23 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.41 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS H.A.	CÓDIGO	015
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas y pernos de unión vigas secundaria-viga de hormigón	RENDIMIENTO	0.18 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.16	2.16	1.75%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	5.22	4.22%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.12	0.24	1.33	1.08%
Taladro Electrico	1.00	1.10	1.10	6.11	4.94%
TOTAL EQUIPO				14.83 \$	11.99%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Albañil	2.00	2.48	4.96	27.54	22.27%
Mecanico especialización soldador	1.00	2.57	2.57	14.30	11.57%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.42	1.15%
TOTAL MANO DE OBRA				43.26 \$	34.99%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa E=9mm	m2	1.00	65.32	65.32	52.83%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.19%
Pernos Φ 16	u		0.80		
TOTAL MATERIALES				65.56 \$	53.02%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	123.65 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	24.73 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	148.38 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DE LOS EDIFICIOS DE 15 PISOS DE ACERO ESTRUCTURAL

DATOS GENERALES DEL PROYECTO

ITEM	DESCRIPCIÓN
PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
FECHA	19/10/2011
PROPONENTE	Pontificia Universidad Católica del Ecuador
PROPIETARIO	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
REVISADO POR	Ing. Juan Carlos Garcés
DESCRIPCIÓN	Presupuesto de edificación H.A. 15 pisos
PROVINCIA	Pichincha
CANTÓN	Quito
PARROQUIA	Quito
SECTOR	Quito
DIRECCIÓN	Quito

CUADRO DE COSTOS INDIRECTOS Y UTILIDAD

COMPONENTES DEL COSTO INDIRECTO	VALOR [\$]	%
Dirección de obra	74348.24	6.00%
Administrativos	24782.75	2.00%
Locales provisionales	12391.37	1.00%
Vehículos y transporte	18587.06	1.50%
Servicios públicos	6195.69	0.50%
Promoción	1239.14	0.10%
Garantías	12391.37	1.00%
Seguros	49565.49	4.00%
Costos financieros	24782.75	2.00%
Prevención de accidentes	7434.82	0.60%
Utilidades	123913.73	10.00%
TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS	355632.42	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DE LA OBRA	1239137.34	
% COSTO INDIRECTO = TOTAL DE COSTOS INDIRECTOS x 100 =		20.00%

CUADRO DE COSTOS DE MANO DE OBRA

COMPONENTES DEL SALARIO REAL HORARIO

- | | | |
|--|---|--|
| A Salario mensual (a)
B Décimo tercer sueldo
C Décimo cuarto sueldo (b)
D Aporte patronal | E Fondo de reserva
F Aportación al IECE
G Aportación a CNCF
H Salario Real Mensual (S.R.M.) | I Factor de mayoración (c)
S.R.H. Salario Real Horario [\$/h] |
|--|---|--|

Nº	MANO DE OBRA	Categoría	A	B	C	D	E	F	G	H	I	S.R.H.
1	Peon	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
2	Ayudante	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
3	Albañil	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
4	Maestro de obra	IV	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
5	Operador grúa	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
6	Maestro especialización soldador	MEP I	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
7	Chofer licencia E	CHOFER	430.11	35.84	22.00	47.96	35.82816	2.15	2.15	576.04	1.54	3.70
8	Topografo	TOPOGRAF.	291.98	24.33	22.00	32.56	24.32193	1.46	1.46	398.11	1.54	2.55
9	Ayudante de fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
10	Cadenero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
11	Carpintero	III	282.81	23.57	22.00	31.53	23.55807	1.41	1.41	386.30	1.54	2.48
12	Fierro	II	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
13	Inspector de obra	V	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
14	Ayudante de maquinaria	I	279.84	23.32	22.00	31.20	23.31067	1.40	1.40	382.47	1.54	2.45
15	Operador Retroexcavadora	OEP 1	294.39	24.53	22.00	32.82	24.52269	1.47	1.47	401.21	1.54	2.57
16												
17												

BASES LEGALES: Código de Trabajo y Ley de Seguro Social Obligatorio

- (a) Se tomarán meses de 30 días
- (b) Se toma un valor de S.B.U. igual a 264 [\$/año]
- (c) Se toma un valor de días laborables al año igual a 237 (Basado en la cámara de la construcción)

$$\text{Salario Real Horario} = \frac{\text{Salario Real Mensual}}{30 [\text{días}] * 8 [\text{horas / día}]} * \text{Factor de Mayoración}$$

LISTA DE MATERIALES

Nº	MATERIAL	UNIDAD	PRECIO U. [\$]
1	Estacas y mojonos	pto	0.50
2	Agua	m3	0.92
3	Arena	m3	8.00
4	Cemento	kg	0.14
5	Ripio	m3	8.00
6	Rieles para encofrado	u	1.13
7	Pingos	m	0.81
8	Tabla de monte	m	0.79
9	Aceite Quemado	gl	0.50
10	Clavos	kg	0.76
11	Acero de refuerzo $f_c=4200$ kg/cm2	kg	0.95
12	Malla electrosoldada 4x15	m2	1.35
13	Piedra	m3	6.00
14	Placa colaborante Deck	m2	6.88
15	Electrodos 60-11	kg	2.64
16	Oxigeno	m3	11.70
17	Anticorrosivo	gl	13.91
18	Thinner	gl	6.00
19	Placa E=12mm	kg	1.60
20	Pernos ASTM 7/8 Cabeza Hexagonal Gr 60	u	1.20
21	Placa E=8mm	Kg	1.60
22	Alambre Galvanizado	kg	1.00
23	Disco de desbaste	u	3.60
24	Plancha de acero E=4mm	kg	0.86
25	Plancha de acero E=8mm	kg	1.05
26	Plancha de acero E=9mm	kg	0.93
27	Plancha de acero E=15mm	kg	1.20
28	Plancha de acero E=20mm	kg	1.20
29	Electrodos 70-11	kg	2.64
30	Acero en perfil L	m	5.85
31	Plancha de acero E=10mm	kg	1.05
32	Placa E=20mm	Kg	1.70
33	Placa E=25mm	Kg	1.80

LISTA DE EQUIPO

Nº	EQUIPO	COSTO/h [\$/h]	OBSERVACIONES
1	Herramienta menor	5% m.o.	
2	Equipo Topográfico	3.5	
3	Minicargadora	17.12	
4	Volqueta de 8m ³	15.00	
5	Sapo compactador	4.25	
6	Concretera 1 saco	2.10	
7	Vibrador	1.00	
8	Encofrado metalico	3.50	Alquiler 15 días
9	Puntales metalicos	0.54	Alquiler 15 días
10	Viguetas melaticas	0.54	Alquiler 15 días
11	Cortadora dobladora de hierro	1.00	
12	Grúa Telescópica	12.18	
13	Tecle	2.00	
14	Soldadora electrica 300 a	1.00	
15	Andamios modulo incluye transporte	0.12	
16	Polea	0.60	
17	Elevador	1.00	
18	Oxicorte	1.75	
19	Herramienta metalmechanica	0.94	
20	Equipo de proteccion industrial	0.06	
21	Taladro Electrico	1.10	
22	Motosoldadora	1.00	
23	Equios de Trabajos en altura	0.08	
24	Retroexcavadora	20.00	

CUADRO DE RUBROS Y RENDIMIENTOS

CÓDIGO	RUBRO	UNIDAD	RENDIMIENTO [UNIDAD/h]
001	Replanteo y nivelación	m2	12.50
002	Excavación a máquina en cimientos y plintos	m3	20.00
003	Desalojo de tierras	m3	14.30
004	Relleno con suelo natural	m3	1.50
005	Hormigón $f_c=140$ Kg/cm2, para replantillos	m3	1.10
006	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cimentación en plintos	m3	1.00
007	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para cadenas	m3	1.00
008	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada $e=4\text{mm}$ @0.15)	m2	7.15
009	Encofrado y desencofrado en pedestales y muros	m2	2.50
010	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para pedestales y muros	m3	0.55
011	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	m2	0.18
012	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	m2	0.19
013	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	20.00
014	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	Kg	20.00
015	Vigas Secundarias de Acero Estructural A36	Kg	25.00
016	Corta Pandeos	m	20.00
017	Tablero Deck (incluye mano de obra)	m2	2.00
018	Malla electrosoldada $e=4\text{mm}$ @ 0.15 en losas tipo Deck	m2	11.35
019	Hormigón $f_c=210$ Kg/cm2, para losas tipo deck	m3	1.00
020	Acero estructural en barras, $f_y=4200$ Kg/cm2	Kg	77.00
021	Riostras de Acero Estructural	Kg	20.00
022	Placa de conexión de Riostras	m2	0.19
023	Placa de conexión viga-columna-riostra	m2	0.19

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Replanteo y nivelación
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 001
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 12.5 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.03	0.03	3.01%
Equipo Topográfico	1.00	3.50	3.50	0.28	27.13%
TOTAL EQUIPO				0.31 \$	30.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Topografo	1.00	2.55	2.55	0.20	19.80%
Cadenero	2.00	2.48	4.96	0.40	38.43%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.94%
TOTAL MANO DE OBRA				0.62 \$	60.17%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Estacas y mojones	pto	0.20	0.50	0.10	9.69%
TOTAL MATERIALES				0.10 \$	9.69%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.03 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.21 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.24 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	002
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Excavación a máquina en cimientos y plintos	RENDIMIENTO	20 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.34%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.00	71.80%
TOTAL EQUIPO				1.02 \$	73.14%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.13	9.24%
Peon	1.00	2.45	2.45	0.12	8.81%
TOTAL MANO DE OBRA				0.37 \$	26.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.39 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.28 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Desalojo de tierras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 003
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 14.3 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Retroexcavadora	1.00	20.00	20.00	1.40	45.74%
Volqueta de 8m3	1.00	15.00	15.00	1.05	34.31%
TOTAL EQUIPO				2.45 \$	80.05%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante de maquinaria	1.00	2.45	2.45	0.17	5.61%
Operador Retroexcavadora	1.00	2.57	2.57	0.18	5.89%
Chofer licencia E	1.00	3.70	3.70	0.26	8.45%
TOTAL MANO DE OBRA				0.61 \$	19.95%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
TOTAL MATERIALES					

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	3.06 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	3.67 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Relleno con suelo natural
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 004
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1.5 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.25	0.25	4.08%
Sapo compactador	0.25	4.25	1.06	0.71	11.38%
TOTAL EQUIPO				0.96 \$	15.46%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	3.27	52.57%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.64	26.28%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.17	2.74%
TOTAL MANO DE OBRA				5.08 \$	81.59%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Agua	m3	0.20	0.92	0.18	2.96%
TOTAL MATERIALES				0.18 \$	2.96%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.22 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.24 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.47 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	005
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=140 Kg/cm2, para replantillos	RENDIMIENTO	1.1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.24	1.24	1.47%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	1.91	2.27%
TOTAL EQUIPO				3.15 \$	3.74%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	20.08	23.83%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.51	5.35%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.23	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				24.82 \$	29.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	6.17%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	9.02%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.26%
Cemento	kg	309.00	0.14	43.26	51.35%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	66.80%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	84.25 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	16.85 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	101.10 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	006
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cimentación en plintos	RENDIMIENTO	1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.79	1.79	1.72%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.03%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.48%
TOTAL EQUIPO				4.39 \$	4.23%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	10.00	2.45	24.54	24.54	23.69%
Albañil	4.00	2.48	9.91	9.91	9.57%
Maestro de obra	0.50	2.55	1.28	1.28	1.23%
TOTAL MANO DE OBRA				35.73 \$	34.49%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.02%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	7.34%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.20%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	48.72%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	61.27%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	103.59 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	20.72 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	124.31 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para cadenas
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 007
UNIDAD m3
RENDIMIENTO 1 [m3/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.12	1.12	1.25%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.34%
Vibrador	0.50	1.00	0.50	0.50	0.56%
TOTAL EQUIPO				3.72 \$	4.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	7.00	2.45	17.18	17.18	19.18%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.53%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				22.39 \$	25.00%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.80%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.48%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.23%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	56.34%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	70.85%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	89.58 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.92 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	107.50 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	008
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2 en contrapisos (inc. malla electrosoldada e=4mm@0.15)	RENDIMIENTO	7.15 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.21	0.21	1.61%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	0.29	2.26%
TOTAL EQUIPO				0.50 \$	3.87%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	2.75	21.17%
Albañil	4.00	2.48	9.91	1.39	10.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.04	0.28%
TOTAL MANO DE OBRA				4.17 \$	32.14%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.04	8.00	0.32	2.47%
Ripio	m3	0.08	8.00	0.64	4.93%
Agua	m3	0.06	0.92	0.06	0.43%
Cemento	kg	35.00	0.14	4.90	37.78%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	11.45%
Piedra	m3	0.15	6.00	0.90	6.94%
TOTAL MATERIALES				8.30 \$	63.99%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	12.97 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.59 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	15.56 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	009
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Encofrado y desencofrado en pedestales y muros	RENDIMIENTO	2.5 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.19	0.19	2.64%
TOTAL EQUIPO				0.19 \$	2.64%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	2.00	2.45	4.91	1.96	26.88%
Carpintero	1.50	2.48	3.72	1.49	20.36%
Maestro de obra	0.40	2.55	1.02	0.41	5.60%
TOTAL MANO DE OBRA				3.86 \$	52.83%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Rieles para encofrado	u	0.45	1.13	0.51	6.96%
Pingos	m	2.40	0.81	1.94	26.61%
Tabla de monte	m	0.83	0.79	0.66	8.98%
Aceite Quemado	gl	0.06	0.50	0.03	0.41%
Clavos	kg	0.15	0.76	0.11	1.56%
TOTAL MATERIALES				3.25 \$	44.52%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	7.30 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.46 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	8.77 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	010
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para pedestales y muros	RENDIMIENTO	0.55 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.69	2.69	2.14%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	3.82	3.04%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.82	1.45%
TOTAL EQUIPO				8.33 \$	6.63%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	8.00	2.45	19.63	35.70	28.41%
Albañil	3.00	2.48	7.44	13.52	10.76%
Maestro de obra	1.00	2.55	2.55	4.64	3.70%
TOTAL MANO DE OBRA				53.86 \$	42.86%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	4.14%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	6.05%
Agua	m3	0.22	0.92	0.20	0.16%
Cemento	kg	360.50	0.14	50.47	40.16%
TOTAL MATERIALES				63.47 \$	50.51%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	125.66 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	25.13 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	150.80 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	011
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas y pernos para unión Columna de acero - Pedestal	RENDIMIENTO	0.18 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.16	2.16	0.86%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	5.22	2.07%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.67	0.26%
Taladro Electrico	1.00	1.10	1.10	6.11	2.43%
TOTAL EQUIPO				14.16 \$	5.62%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Albañil	2.00	2.48	4.96	27.54	10.93%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	14.30	5.68%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.42	0.56%
TOTAL MANO DE OBRA				43.26 \$	17.17%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.28%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.10%
Placa E=12mm	kg	94.00	1.60	150.40	59.69%
Pernos ASTM 7/8 Cabeza Hexagonal Gr	u	36.00	1.20	43.20	17.15%
TOTAL MATERIALES				194.54 \$	77.21%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	251.96 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	50.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	302.35 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	012
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Placas para unión Columna de acero - Viga de acero	RENDIMIENTO	0.19 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.04	2.04	1.22%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	4.95	2.96%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.63	0.38%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	5.26	3.15%
TOTAL EQUIPO				12.88 \$	7.71%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	25.83	15.46%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	13.55	8.11%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.34	0.80%
TOTAL MANO DE OBRA				40.73 \$	24.38%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.42%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.14%
Placa E=8mm	Kg	70.00	1.60	112.00	67.04%
Electrodos 70-11	kg	0.20	2.64	0.53	0.32%
TOTAL MATERIALES				113.46 \$	67.91%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	167.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	33.41 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	200.48 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	013
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	Kg
RUBRO	Columnas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	RENDIMIENTO	20 [Kg/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.39%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.42%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	2.92%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	6.86%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	14.10%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	6.78%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.22%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.59%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	22.70%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=20mm	kg	1.00	1.20	1.20	57.46%
Electrodos 70-11	kg	0.08	2.64	0.21	10.11%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	2.87%
TOTAL MATERIALES				1.47 \$	70.44%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.09 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.42 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.51 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	014
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	Kg
RUBRO	Vigas de Acero Estructural A36(Incluye montaje)	RENDIMIENTO	20 [Kg/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.21%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.55%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.45%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	3.11%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	7.32%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	15.04%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	7.23%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.30%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.63%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	24.21%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=15mm	kg	0.66	1.20	0.79	40.44%
Plancha de acero E=8mm	kg	0.34	1.05	0.36	18.23%
Electrodos 70-11	kg	0.05	2.64	0.13	6.74%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	3.06%
TOTAL MATERIALES				1.34 \$	68.47%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.96 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.35 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Vigas Secundarias de Acero Estructural A36
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 015
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 25 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	0.92%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.04	2.38%
Andamios modulo incluye transporte	1.00	0.12	0.12	0.00	0.29%
Oxicorte	1.00	1.75	1.75	0.07	4.17%
TOTAL EQUIPO				0.13 \$	7.76%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	0.10	6.13%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	0.20	11.69%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.61%
TOTAL MANO DE OBRA				0.31 \$	18.43%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=4mm	kg	0.43	0.86	0.37	22.02%
Plancha de acero E=9mm	kg	0.57	0.93	0.53	31.57%
Electrodos 60-11	kg	0.04	2.64	0.11	6.29%
Oxigeno	m3	0.02	11.70	0.23	13.93%
TOTAL MATERIALES				1.24 \$	73.81%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.68 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.34 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.02 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Corta Pandeos
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 016
UNIDAD m
RENDIMIENTO 20 [m/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.13%
Soldadora electrica 300 a	1.00	1.00	1.00	0.05	0.82%
TOTAL EQUIPO				0.06 \$	0.94%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	0.13	2.11%
Ayudante	0.10	2.45	0.25	0.01	0.20%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.01	0.21%
TOTAL MANO DE OBRA				0.15 \$	2.51%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero en perfil L	m	1.00	5.85	5.85	95.68%
Electrodos 60-11	kg	0.02	2.64	0.05	0.86%
TOTAL MATERIALES				5.90 \$	96.54%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	6.11 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	1.22 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	7.34 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Tablero Deck (incluye mano de obra)
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 017
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 2 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.14	0.14	1.35%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	1.35%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	1.23	12.19%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.26	2.54%
TOTAL MANO DE OBRA				2.71 \$	26.91%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Placa colaborante Deck	m2	1.05	6.88	7.22	71.74%
TOTAL MATERIALES				7.22 \$	71.74%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	10.07 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	2.01 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	12.08 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	018
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m2
RUBRO	Malla electrosoldada e=4mm @ 0.15 en losas tipo Deck	RENDIMIENTO	11.4 [m2/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.13%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.13%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	1.00	2.45	2.45	0.22	10.73%
Albañil	1.00	2.48	2.48	0.22	10.84%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.02	1.12%
TOTAL MANO DE OBRA				0.46 \$	22.69%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Alambre Galvanizado	kg	0.05	1.00	0.05	2.48%
Malla electrosoldada 4x15	m2	1.10	1.35	1.49	73.70%
TOTAL MATERIALES				1.54 \$	76.18%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	2.01 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.40 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.42 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.	CÓDIGO	019
CALCULADO POR	Juan Francisco Salazar - Miguel Torres	UNIDAD	m3
RUBRO	Hormigón f'c=210 Kg/cm2, para losas tipo deck	RENDIMIENTO	1 [m3/h]
ESPECIFICACIONES		FECHA	19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	1.37	1.37	1.55%
Concretera 1 saco	1.00	2.10	2.10	2.10	2.39%
Vibrador	1.00	1.00	1.00	1.00	1.14%
TOTAL EQUIPO				4.47 \$	5.07%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Peon	9.00	2.45	22.09	22.09	25.09%
Albañil	2.00	2.48	4.96	4.96	5.63%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	0.26	0.29%
TOTAL MANO DE OBRA				27.30 \$	31.01%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Arena	m3	0.65	8.00	5.20	5.91%
Ripio	m3	0.95	8.00	7.60	8.63%
Agua	m3	0.24	0.92	0.22	0.25%
Cemento	kg	309.00	0.14	43.26	49.13%
TOTAL MATERIALES				56.28 \$	63.92%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	88.05 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	17.61 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	105.66 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Acero estructural en barras, fy=4200 Kg/cm2
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 020
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 77 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.01	0.01	0.44%
Cortadora dobladora de hierro	1.00	1.00	1.00	0.01	1.11%
TOTAL EQUIPO				0.02 \$	1.55%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Fierrero	2.00	2.45	4.91	0.06	5.44%
Ayudante de fierrero	1.00	2.45	2.45	0.03	2.72%
Maestro de obra	0.25	2.55	0.64	0.01	0.71%
TOTAL MANO DE OBRA				0.10 \$	8.87%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Acero de refuerzo f'c=4200 kg/cm2	kg	1.05	0.95	1.00	85.14%
Alambre Galvanizado	kg	0.05	1.00	0.05	4.44%
TOTAL MATERIALES				1.05 \$	89.58%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.17 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.23 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	1.41 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Riostras de Acero Estructural
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 021
UNIDAD Kg
RENDIMIENTO 20 [Kg/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	0.02	0.02	1.22%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	0.05	2.58%
Oxicorte	0.10	1.75	0.18	0.01	0.45%
Grúa Telescópica	0.10	12.18	1.22	0.06	3.14%
TOTAL EQUIPO				0.14 \$	7.39%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.40	2.45	5.89	0.29	15.19%
Maestro especializacion soldador	1.10	2.57	2.83	0.14	7.30%
Maestro de obra	0.20	2.55	0.51	0.03	1.32%
Operador grúa	0.10	2.48	0.25	0.01	0.64%
TOTAL MANO DE OBRA				0.47 \$	24.45%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Plancha de acero E=10mm	kg	1.00	1.05	1.05	54.16%
Electrodos 70-11	kg	0.08	2.64	0.21	10.89%
Thinner	gl	0.01	6.00	0.06	3.10%
TOTAL MATERIALES				1.32 \$	68.15%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	1.94 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	0.39 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	2.33 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Placa de conexión de Riostras
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 022
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 0.19 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.04	2.04	0.62%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	4.95	1.51%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.63	0.19%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	5.26	1.61%
TOTAL EQUIPO				12.88 \$	3.94%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	25.83	7.90%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	13.55	4.15%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.34	0.41%
TOTAL MANO DE OBRA				40.73 \$	12.46%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.21%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.07%
Placa E=20mm	Kg	160.00	1.70	272.00	83.23%
Electrodos 70-11	kg	0.10	2.64	0.26	0.08%
TOTAL MATERIALES				273.20 \$	83.60%

TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	326.81 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	65.36 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	392.17 \$	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO COSTOS EDIFICACION 15 PISOS A.E.
CALCULADO POR Juan Francisco Salazar - Miguel Torres
RUBRO Placa de conexión viga-columna-riostra
ESPECIFICACIONES

CÓDIGO 023
UNIDAD m2
RENDIMIENTO 0.19 [m2/h]
FECHA 19/10/2011

I. EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Herramienta menor	-	5% m.o.	2.04	2.04	0.50%
Herramienta metalmeccanica	1.00	0.94	0.94	4.95	1.21%
Equipo de proteccion industrial	2.00	0.06	0.12	0.63	0.15%
Motosoldadora	1.00	1.00	1.00	5.26	1.29%
TOTAL EQUIPO				12.88 \$	3.15%

II. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA HORARIA	COSTO HORA	COSTO UNIDAD	%
Ayudante	2.00	2.45	4.91	25.83	6.31%
Maestro especializacion soldador	1.00	2.57	2.57	13.55	3.31%
Maestro de obra	0.10	2.55	0.26	1.34	0.33%
TOTAL MANO DE OBRA				40.73 \$	9.95%

III. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO UNIDAD	%
Anticorrosivo	gl	0.05	13.91	0.70	0.17%
Thinner	gl	0.04	6.00	0.24	0.06%
Placa E=25mm	Kg	197.00	1.80	354.60	86.61%
Electrodos 70-11	kg	0.10	2.64	0.26	0.06%
TOTAL MATERIALES				355.80 \$	86.91%

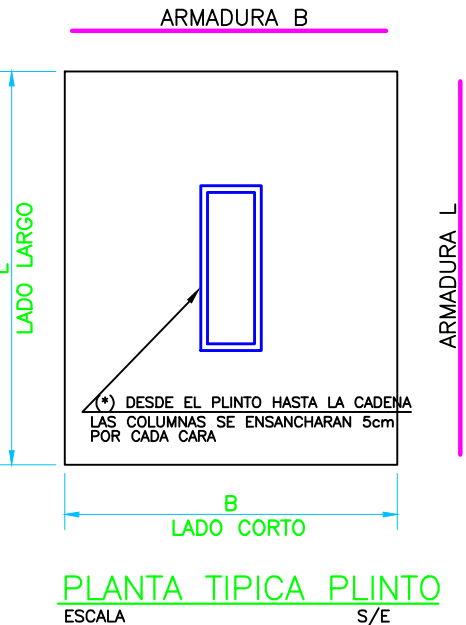
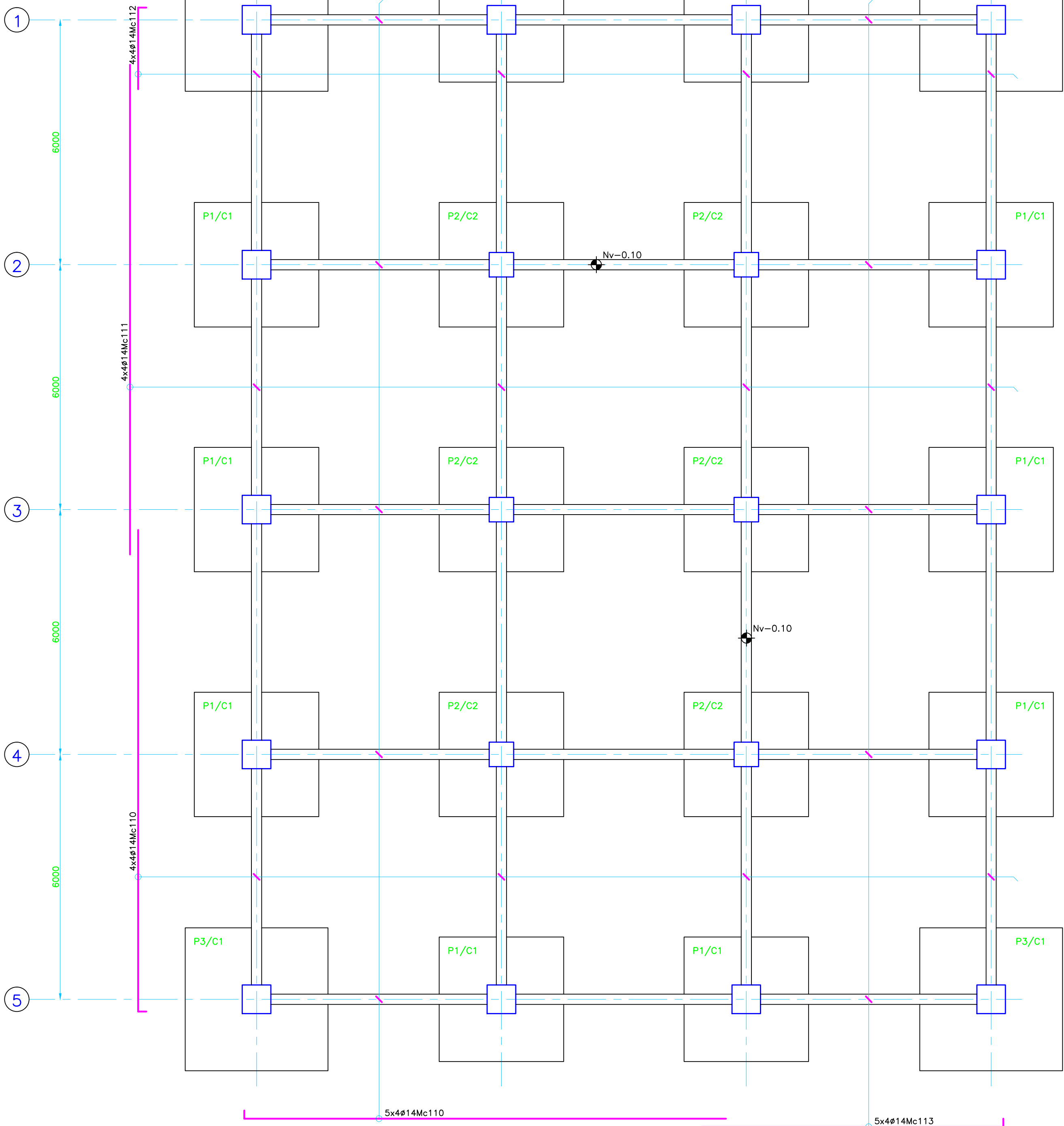
TOTAL COSTOS DIRECTOS (I+II+III)	409.41 \$	100%
COSTOS INDIRECTOS	81.88 \$	20.0%
PRECIO UNITARIO DEL RUBRO	491.29 \$	

PLANOS ESTRUCTURALES

EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 5 PISOS

- **H.A. 5 CIMENTACIÓN**
- **H.A.5 COLUMNAS**
- **H.A. 5 LOSAS**
- **H.A. 5 VIGAS**

ESC 1:75



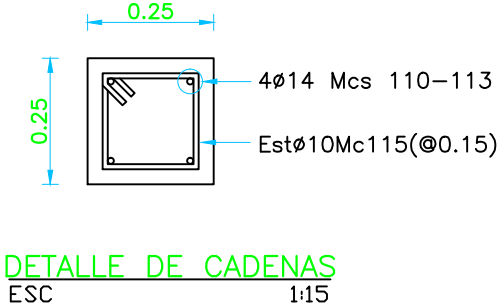
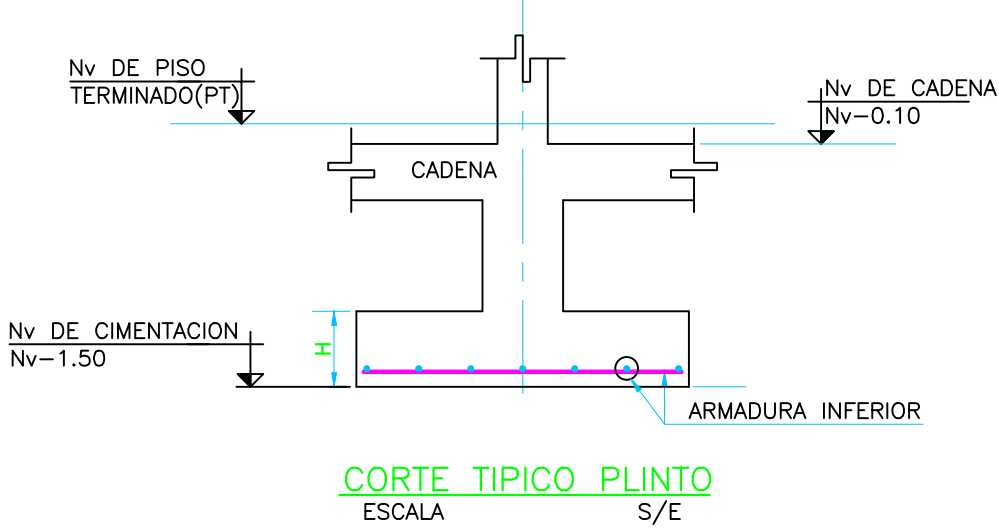
CUADRO DE PLINTOS

PLINTO TIPO	DIMENSIONES			ARMADURA INFERIOR		NUMERO
	L (m)	B (m)	H (m)	PARALELA A L	PARALELA A B	
P1	3.05	3.05	0.40	21Ø16Mc101(Ø0.15)	21Ø16Mc101(Ø0.15)	10
P2	3.05	3.05	0.50	20Ø16Mc101(Ø0.15)	20Ø16Mc101(Ø0.15)	6
P3	3.50	3.50	0.40	22Ø16Mc102(Ø0.15)	22Ø16Mc102(Ø0.15)	4

NOMENCLATURA

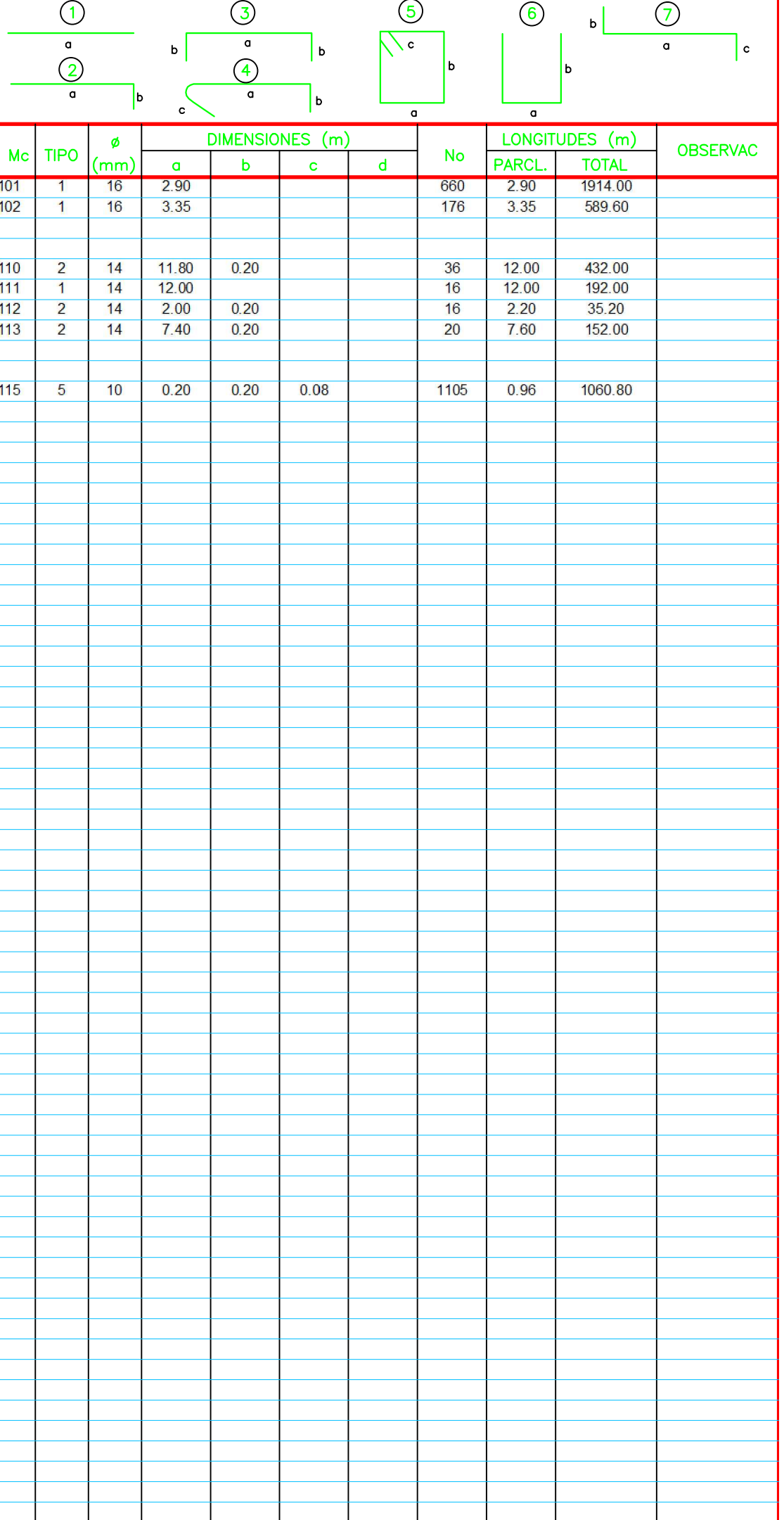
PLINTO TIPO COLUMNA TIPO

P1/C1



DATOS DE SUELOS

CAPACIDAD ADMISIBLE	20 t/m2
COTA DE CIMENTACION	Nv.-1.50
TIPO DE CIMENTACION	PLINTOS AISLADOS
REALIZADO POR:	GEOSUELOS



RESUMEN DE MATERIALES

ACERO			HORMIGON		OTROS
ø (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m ³)	
8					
10	1060.80	654.51	PLINTOS	84.72	
12	811.20	979.93			
16	2503.60	3950.68			
18			CADENAS	10.35	
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

H.A. 5 CIMENTACION

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE

PLANO DE CIMENTACION

SEP 2011

AMINA 1/4

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

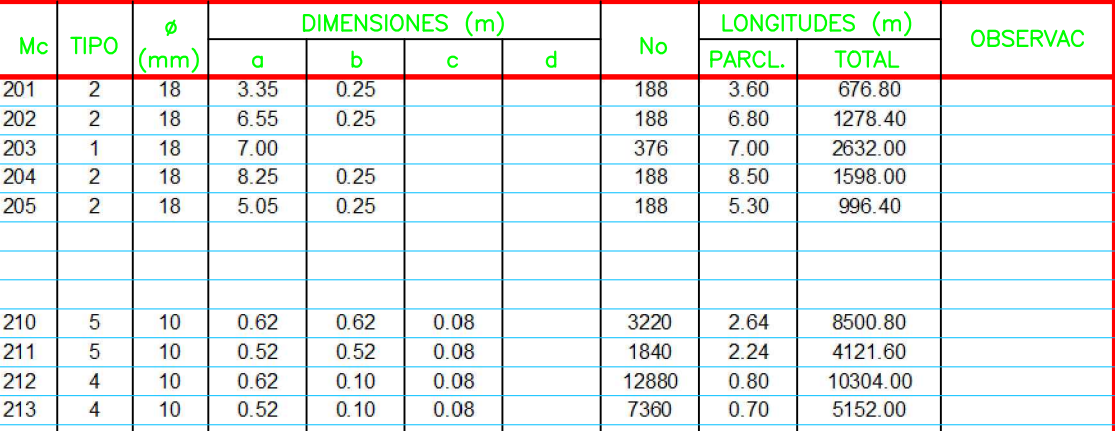
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:

- AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
- AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
- AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

[illegible]

ACERO		HORMIGON		OTROS
(mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	
8	2539.40	15667.11	COLUMNAS	154.00
10				
12				
14				
16				
18	7134.60	14254.93		
20				
22				
25				
28				
32				

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

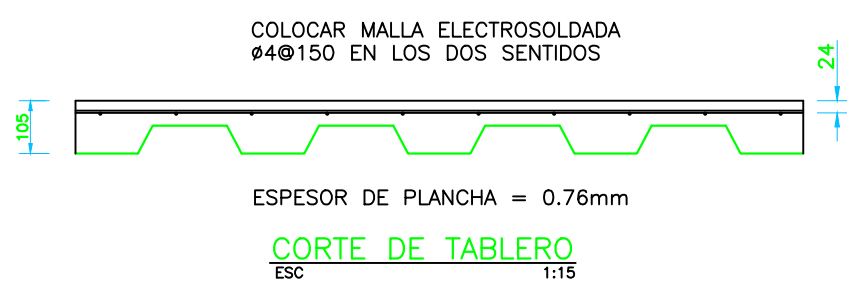
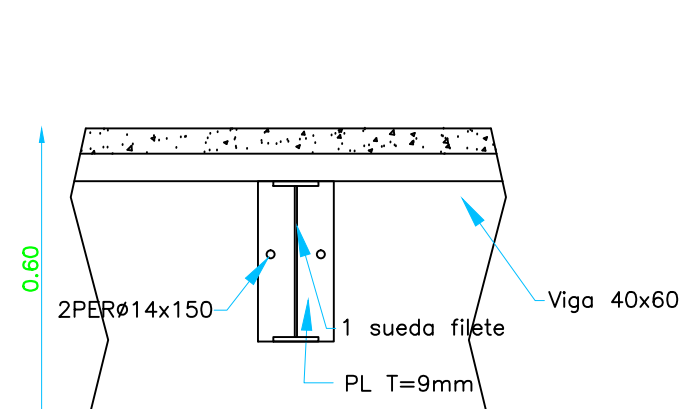
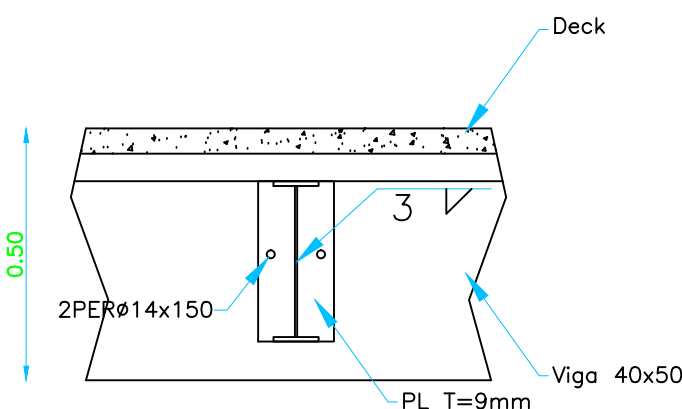
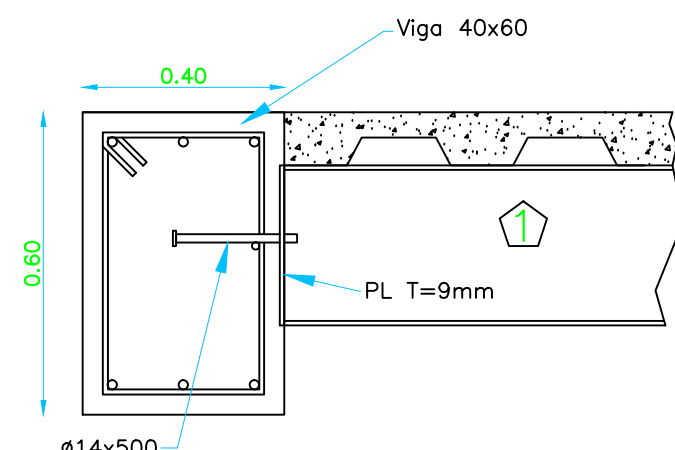
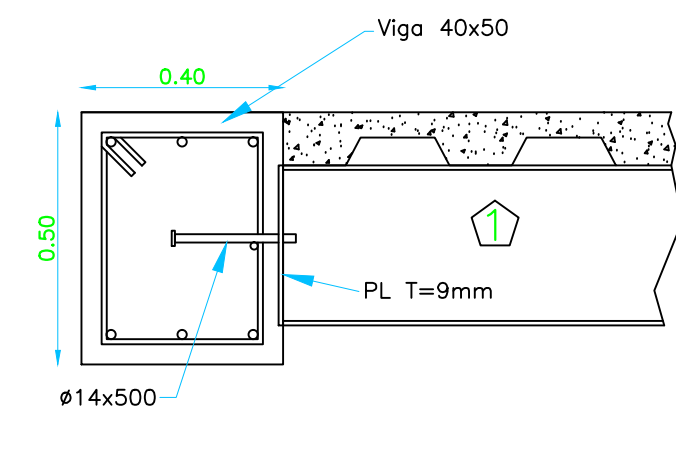
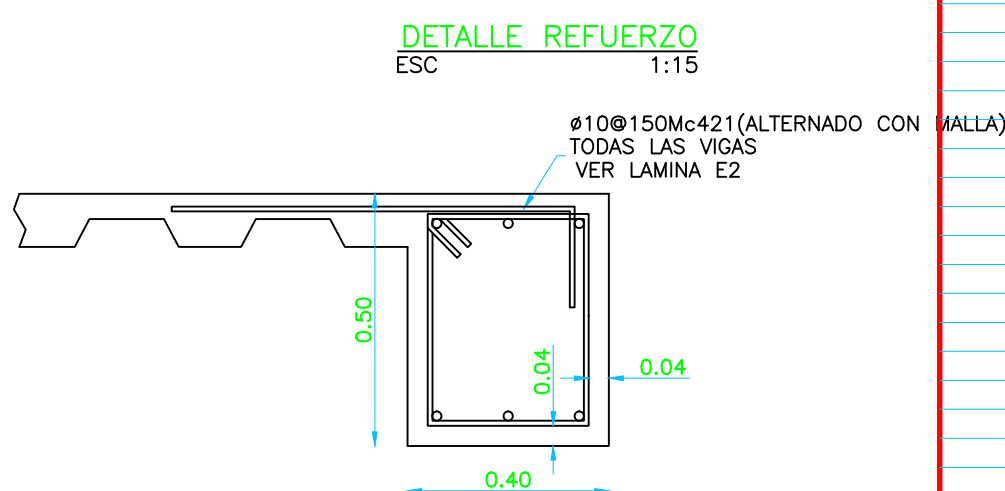
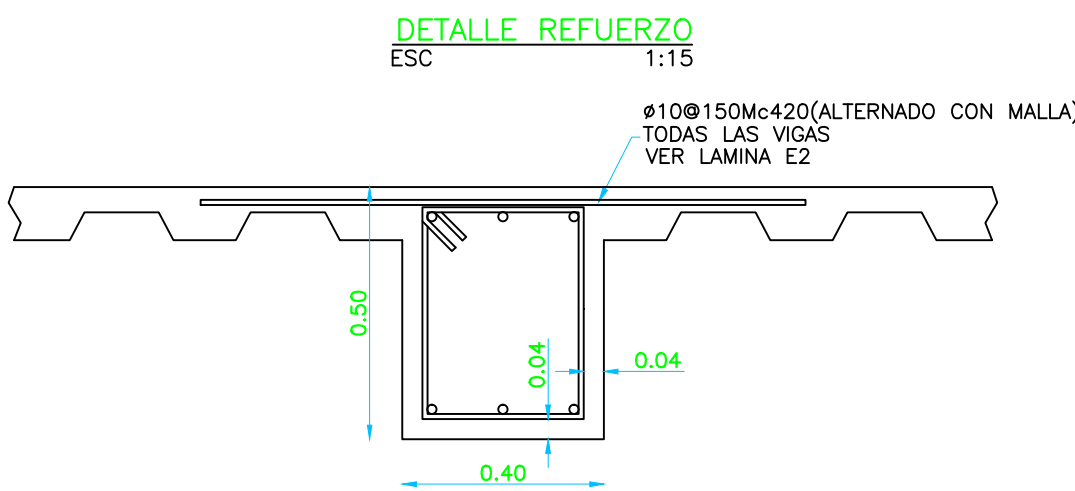
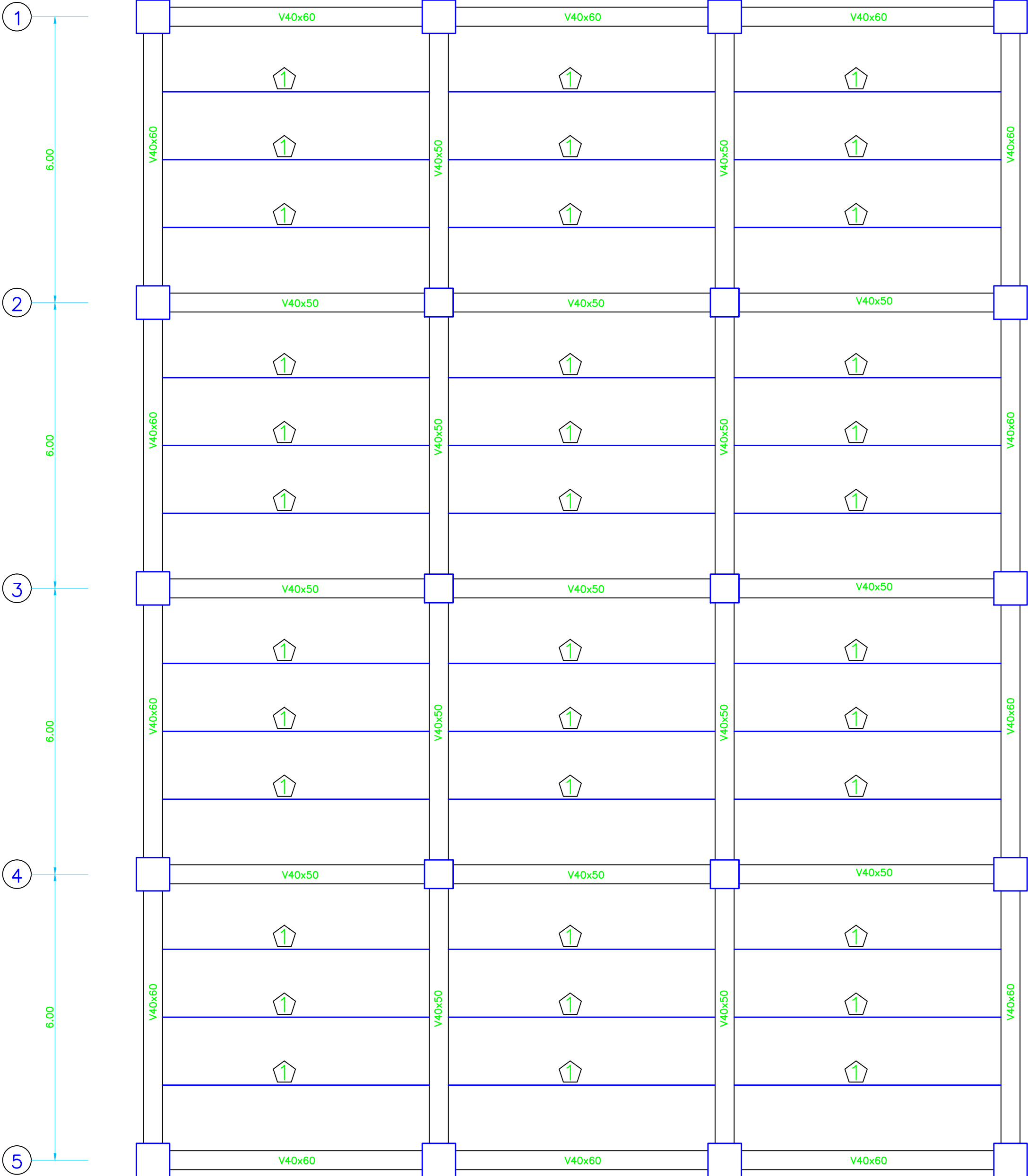
TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.
INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES
ESCALAS : INDICADAS (1:50)

ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

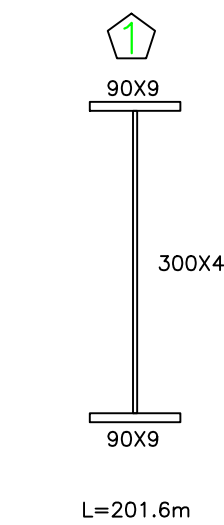
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

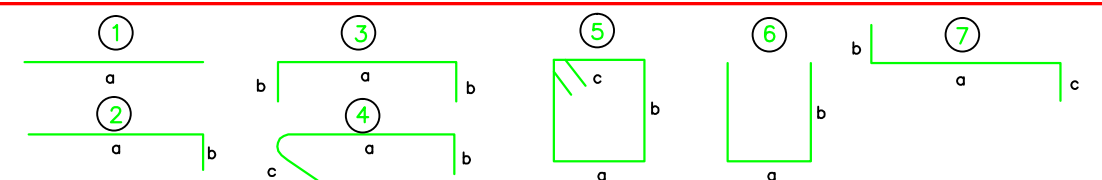
ESC 1:75



AREA DE LOSA DECK = 375.54m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 28.17m³
PESO DE M.E.S Ø4@150 = 500.61Kg



PL(mm)	PESO (Kg)
9	2563.75
4	1899.07

[illegible]

RESUMEN DE MATERIALES

ACERO		HORMIGON		OTROS
(mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	
8			VIGAS	36.07
12			LOSA DECK	28.17
14				
16				
18				
20				
22				
25				
28				
32				

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

H.A. 5 CIMENTACION

TITULO DE LA DISERTACION

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE

LOSA TIPO

SEP

LAMINA

2011

3/4

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

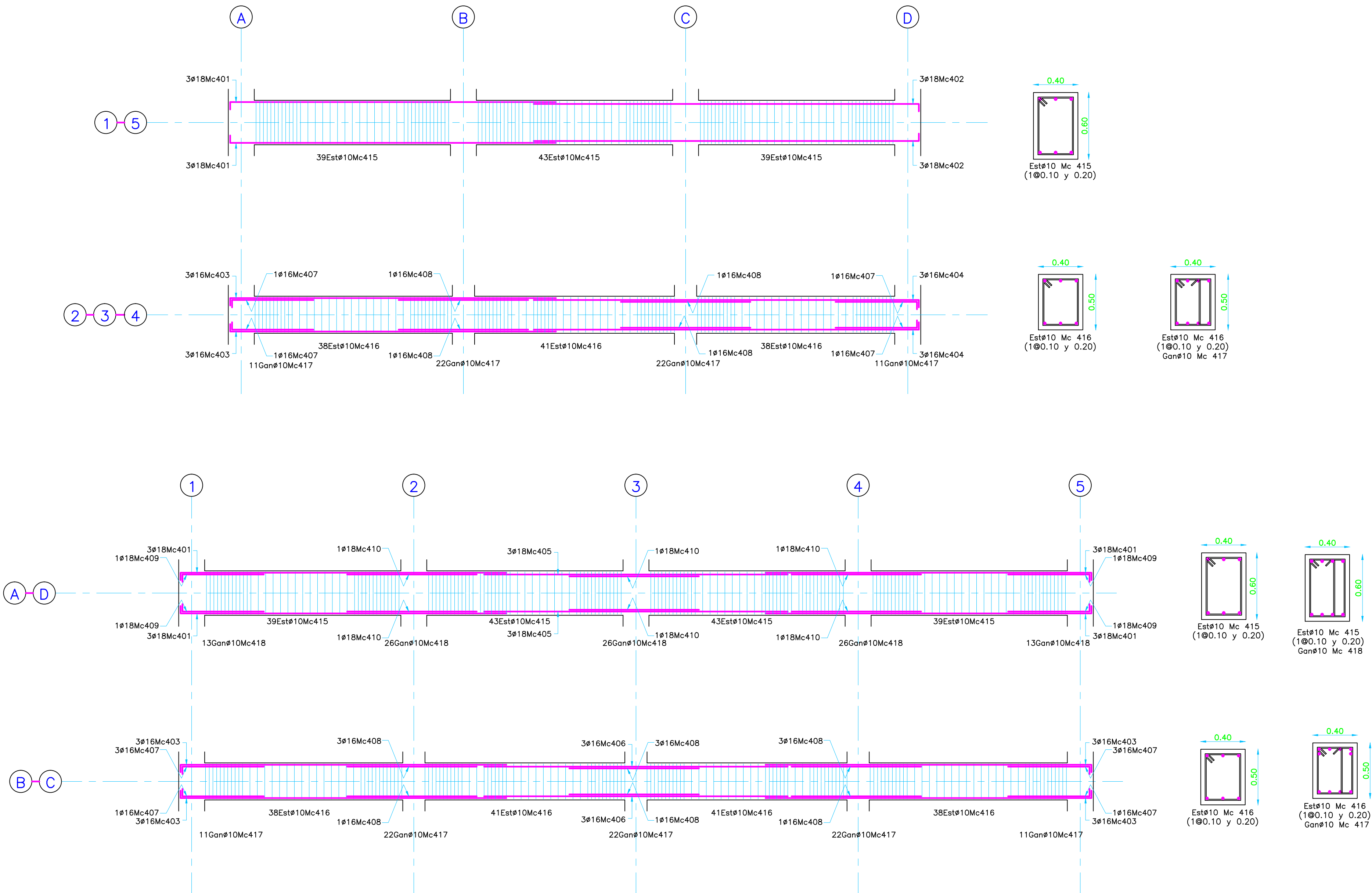
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CÓDIGOS:
 AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

VIGAS TIPO

ESC 1:75



Mc	TIPO	Ø (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL	TOTAL	
401	2	18	8.80	0.20			38	9.00	324.00	
402	2	18	10.40	0.20			12	10.60	127.20	
403	2	16	8.80	0.20			42	9.00	378.00	
404	2	16	10.40	0.20			18	10.60	190.80	
405	1	18	8.20				12	8.20	98.40	
406	1	16	8.20				12	8.20	98.40	
407	2	16	2.20	0.20			28	2.40	67.20	
408	1	16	3.50				38	3.50	126.00	
409	2	18	2.20	0.20			8	2.40	19.20	
410	1	18	3.50				12	3.50	42.00	
415	5	10	0.32	0.52	0.08		570	1.84	1048.80	
416	5	10	0.32	0.42	0.08		667	1.64	1093.88	
417	4	10	0.42	0.10	0.08		374	0.60	224.40	
418	4	10	0.52	0.10	0.08		208	0.70	145.60	
420	1	10	1.20				600	1.20	720.00	
421	2	10	0.80	0.20			495	1.00	495.00	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8					
10	3727.68	2299.98			
12					
14					
16	860.40	1357.71			
18	610.80	1220.38			
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

H.A. 5 VIGAS

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

VIGAS TIPO

SEP

2011

LAMINA

4/4

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.
ACERO EN PERFILES fy = N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.
PERNOS PARA UNIONES = N.A.
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

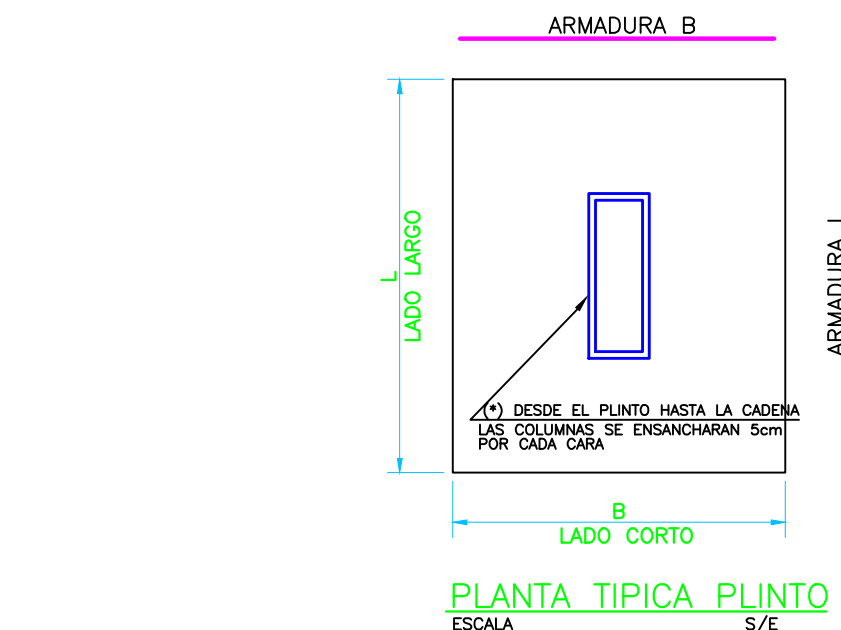
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

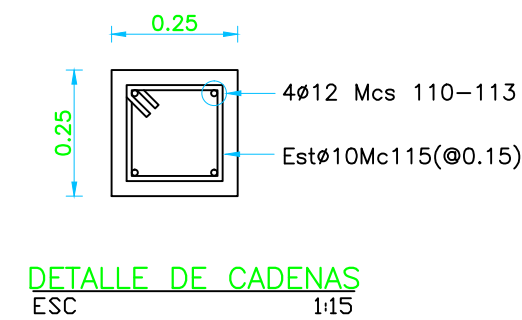
EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL DE 5 PISOS

- **A.E. 5 CIMENTACIÓN**
- **A.E. 5 PEDESTAL Y COLUMNAS**
- **A.E. 5 LOSAS Y VIGAS**
- **A.E. 5 DETALLES**

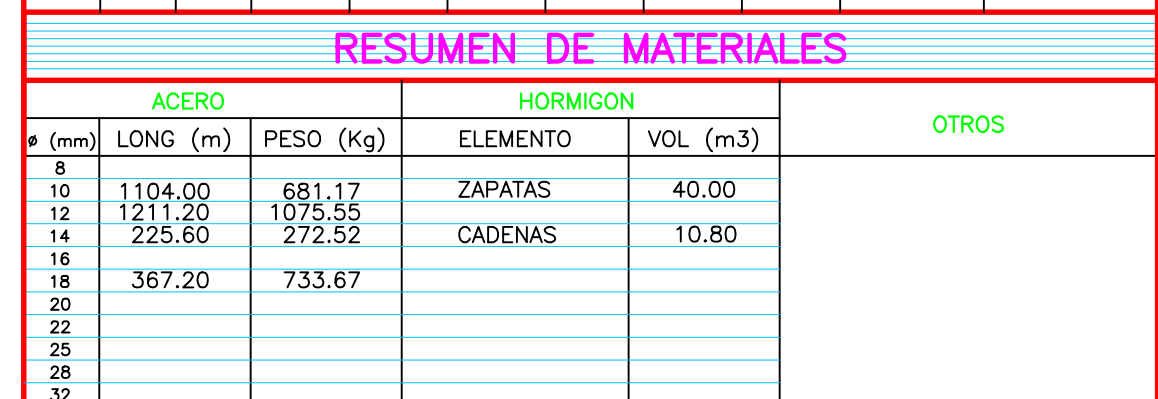
ESC 1:75



ZAPATA TIPO	DIMENSIONES			ARMADURA INFERIOR		NUMERO
	L (m)	B (m)	H (m)	PARALELA A L	PARALELA A B	
Z1	2.15	2.15	0.30	10#14Mc101(Ø0.20)	10#14Mc101(Ø0.20)	10
Z2	2.50	2.50	0.25	12#12Mc102(Ø0.20)	12#12Mc102(Ø0.20)	4
Z3	2.70	2.70	0.45	12#18Mc103(Ø0.20)	12#18Mc103(Ø0.20)	6



CAPACIDAD ADMISIBLE	20 t/m2
COTA DE CIMENTACION	Nv.-1.50
TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS
REALIZADO POR:	GEOSUELOS



FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

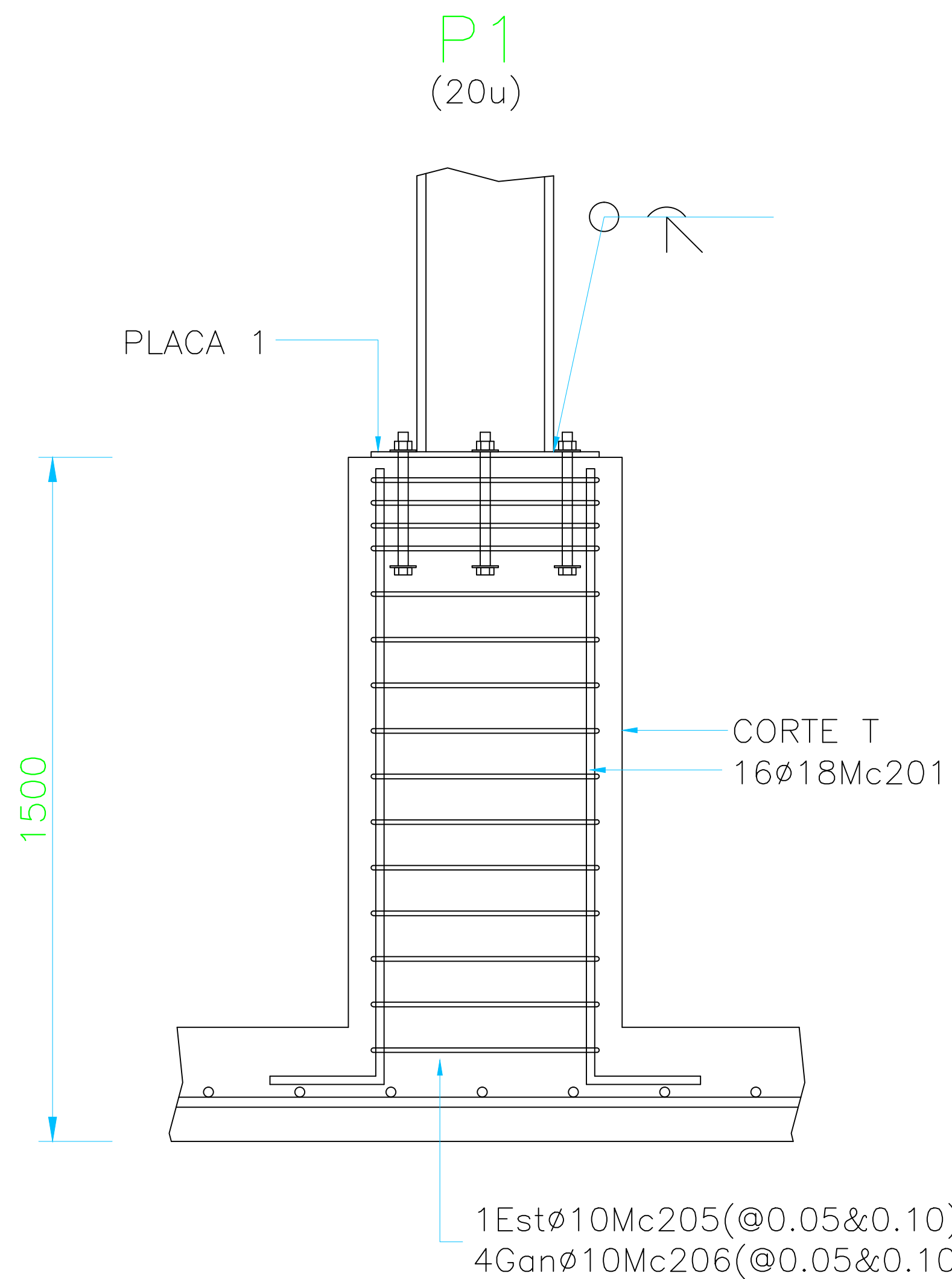
TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION	SEP	2011
	LAMINA	1/4

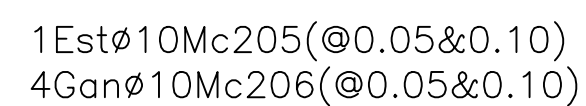
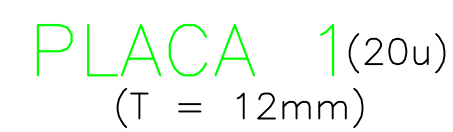
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

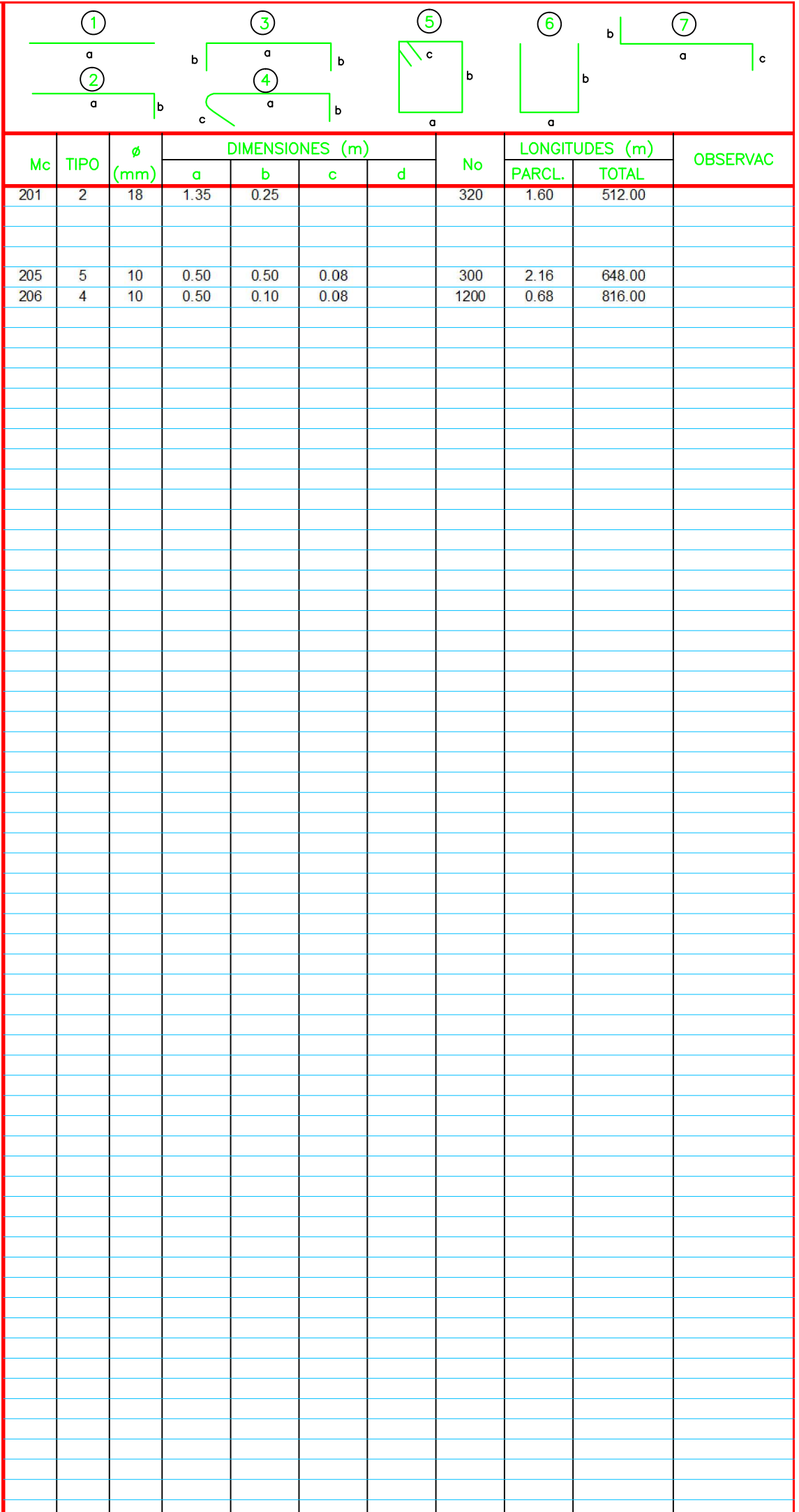
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



COLUMNA TIPO	C1
CANTIDAD	20
CORTE TIPO	1
COTA BASE (m)	0.000
COTA CABEZA (m)	16.000
LONGITUD TOTAL (m)	16.000
PL1 (mm)	260x20
PL2 (mm)	300x20
PESO PL1 (Kg)	26,124.80
PESO PL2 (Kg)	30,144.00
PESO TOTAL (Kg)	56,268.80



CORTE T



RESUMEN DE MATERIALES					
ACERO			HORMIGON		OTROS
ø (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m.3)	
8	1464.00	903.29	PEDESTALES	8.40	
10					
12					
14					
16	512.00	1022.98			
18					
20					
22					
25					
28					
30					
					PLACA 12mm = 471Kg
					PERNO 7/8 = 180u

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

A.E. 5 PEDESTAL Y COLUMNAS

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:15)

CONTIENE:

PEDESTALES Y COLUMNAS

SEP 2011

LAMINA 2/4

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	2530 Kg/cm2
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	E-70
PERNOS PARA UNIONES =	A490
PERNOS DE ANCLAJE =	A325

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

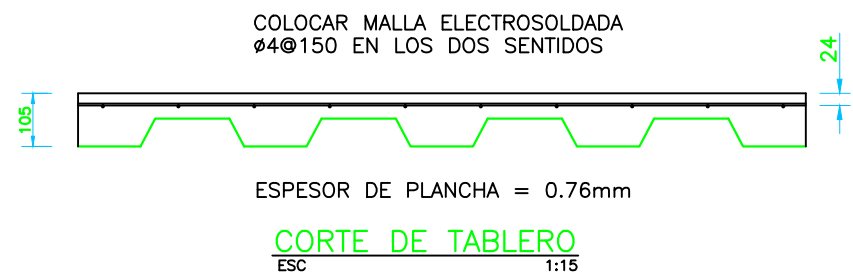
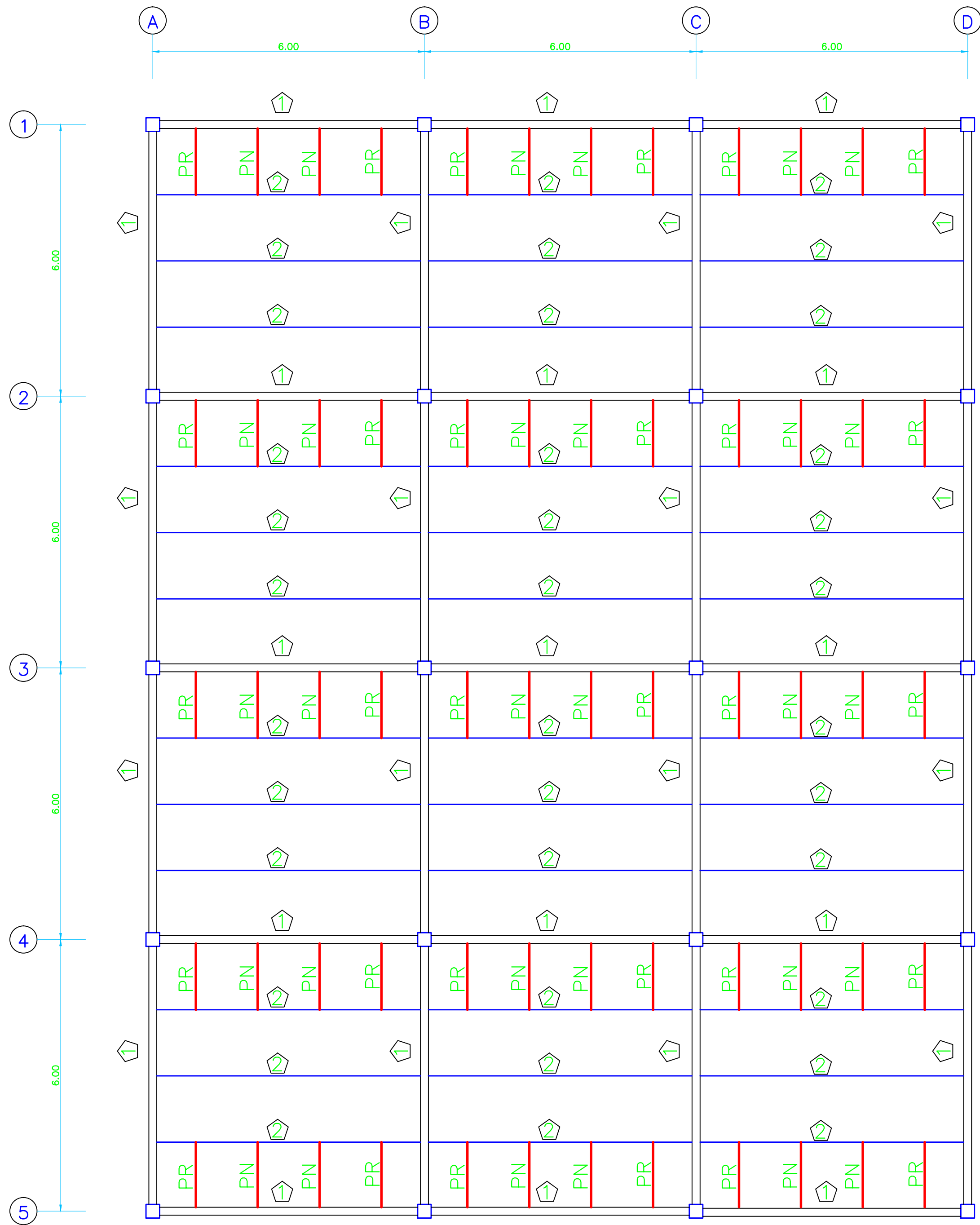
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:

- AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
- AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
- AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

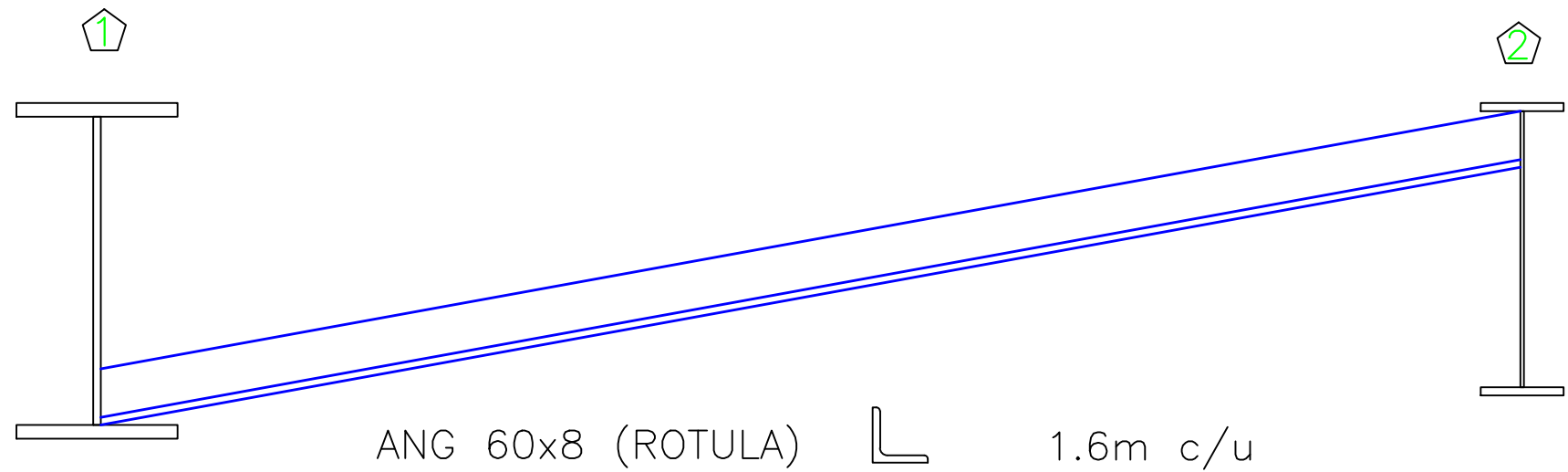
LOSA TIPO
ESC 1:75



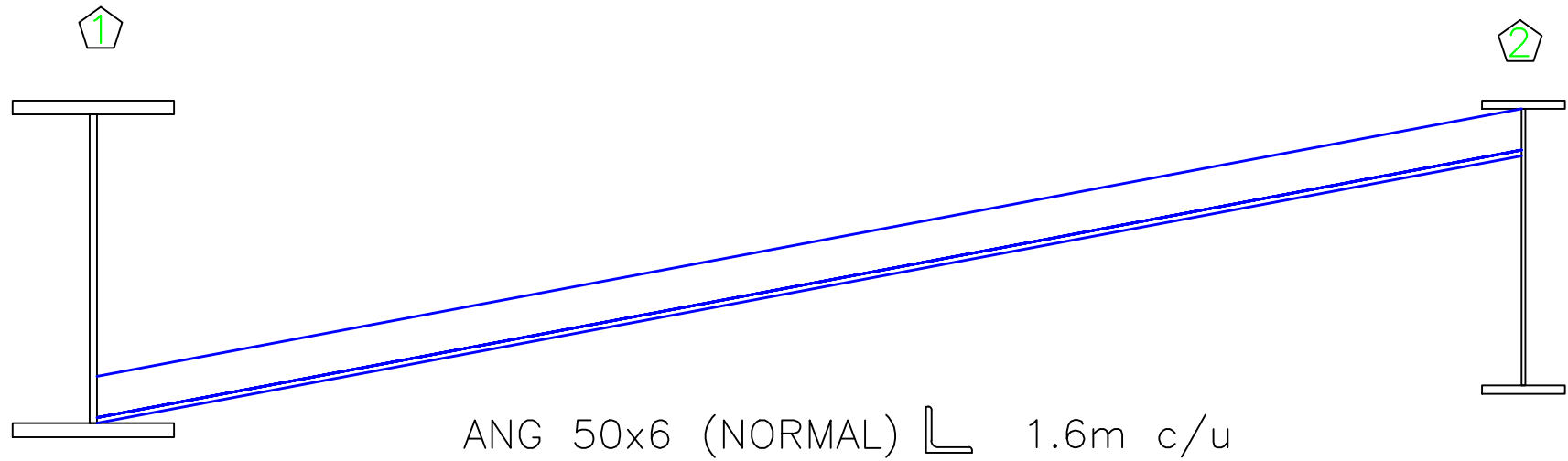
AREA DE LOSA DECK = 432m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 32.40m³
PESO DE M.E.S. Ø4@150 = 580Kg

L(m)	PESO (Kg)
43.75	193.85

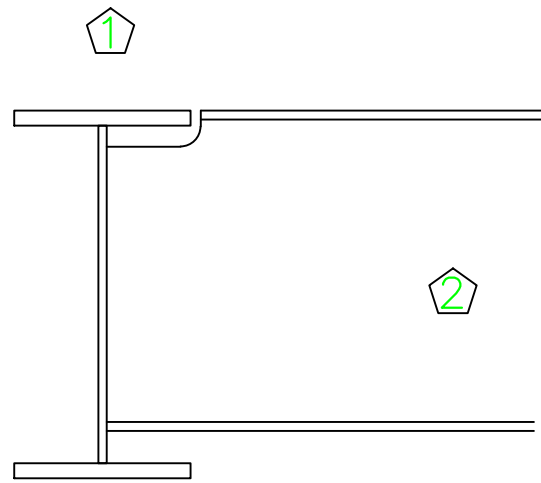
L(m)	PESO (Kg)
43.75	310.20



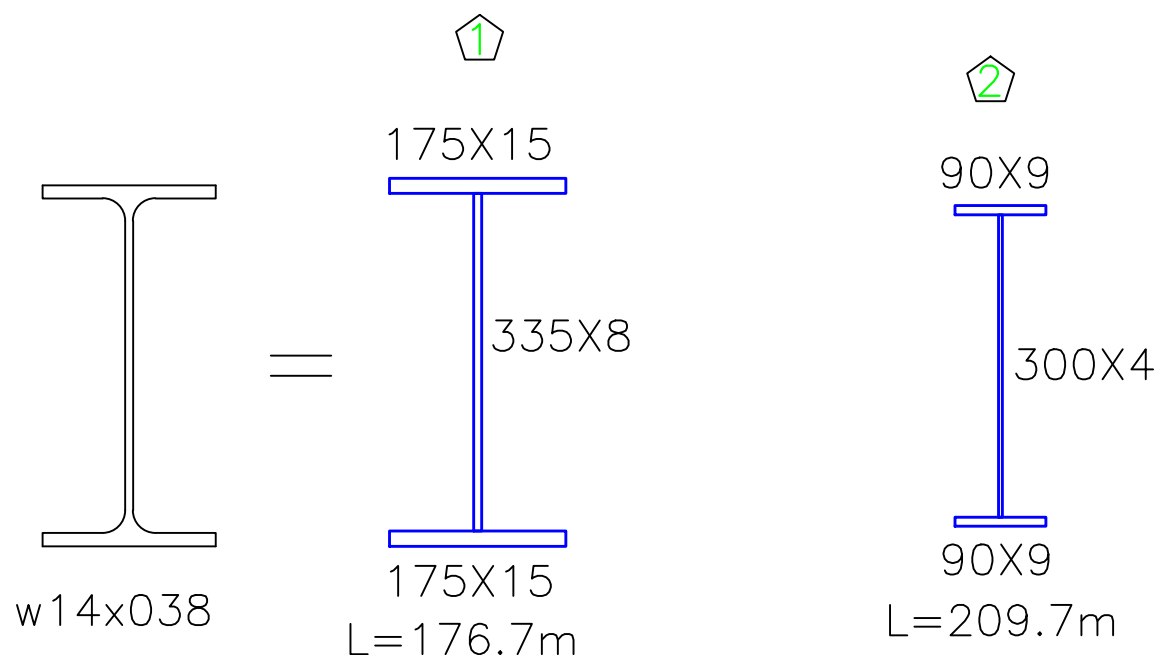
CORTE DE CORTA PANDEOS PR
ESC 1:15



CORTE DE CORTA PANDEOS PN
ESC 1:15



CORTE TIPO UNION VIGAS
ESC 1:15



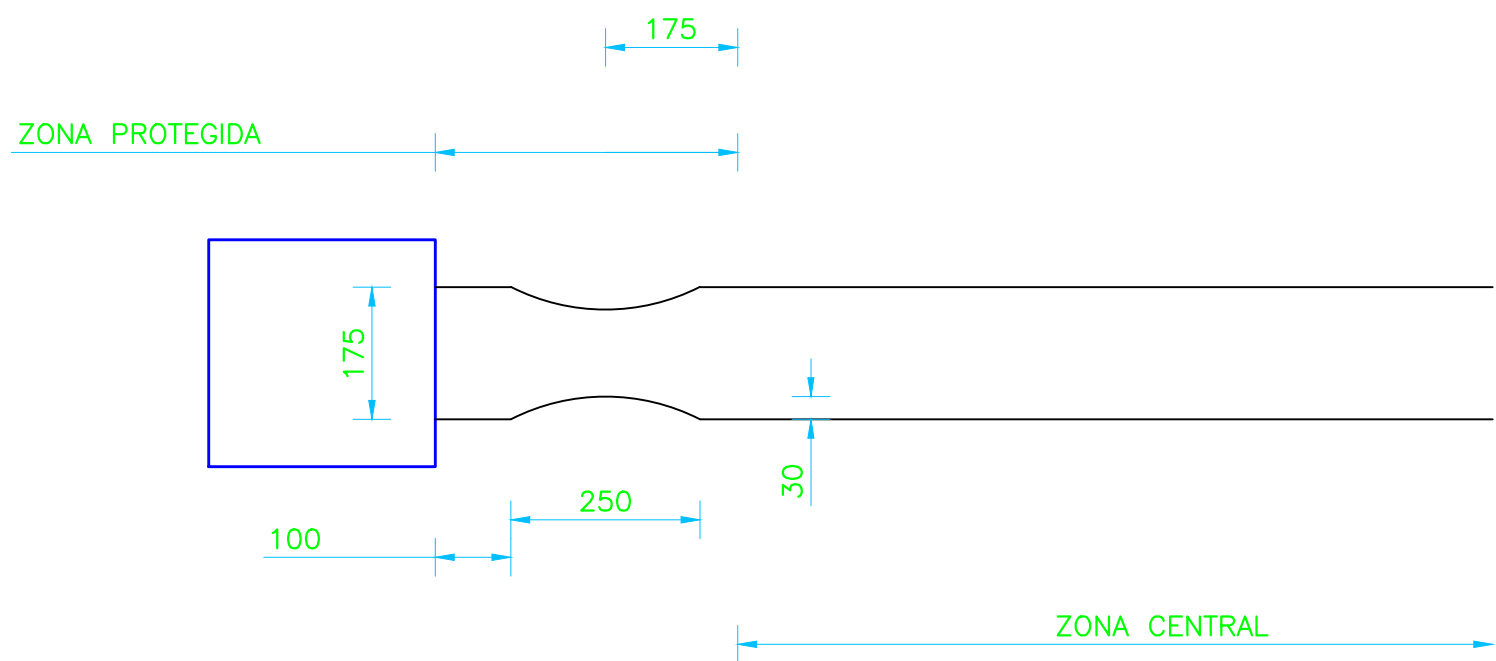
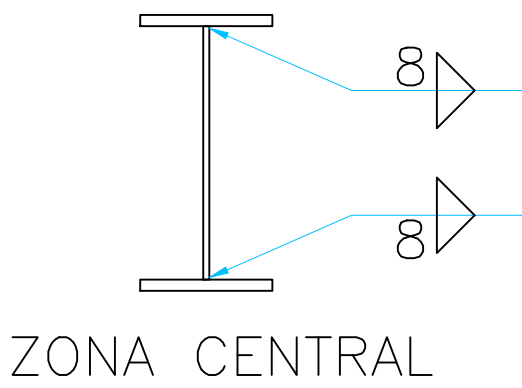
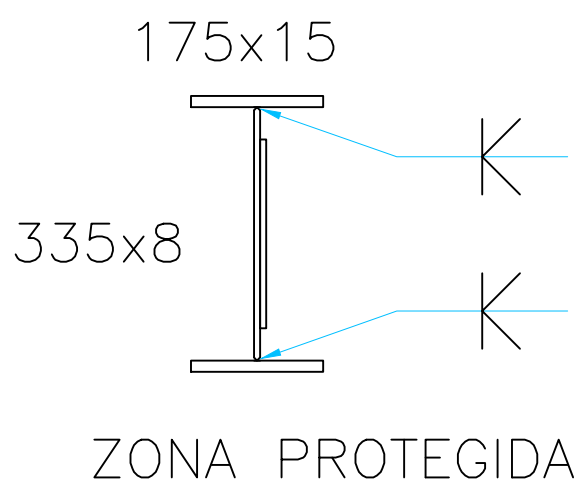
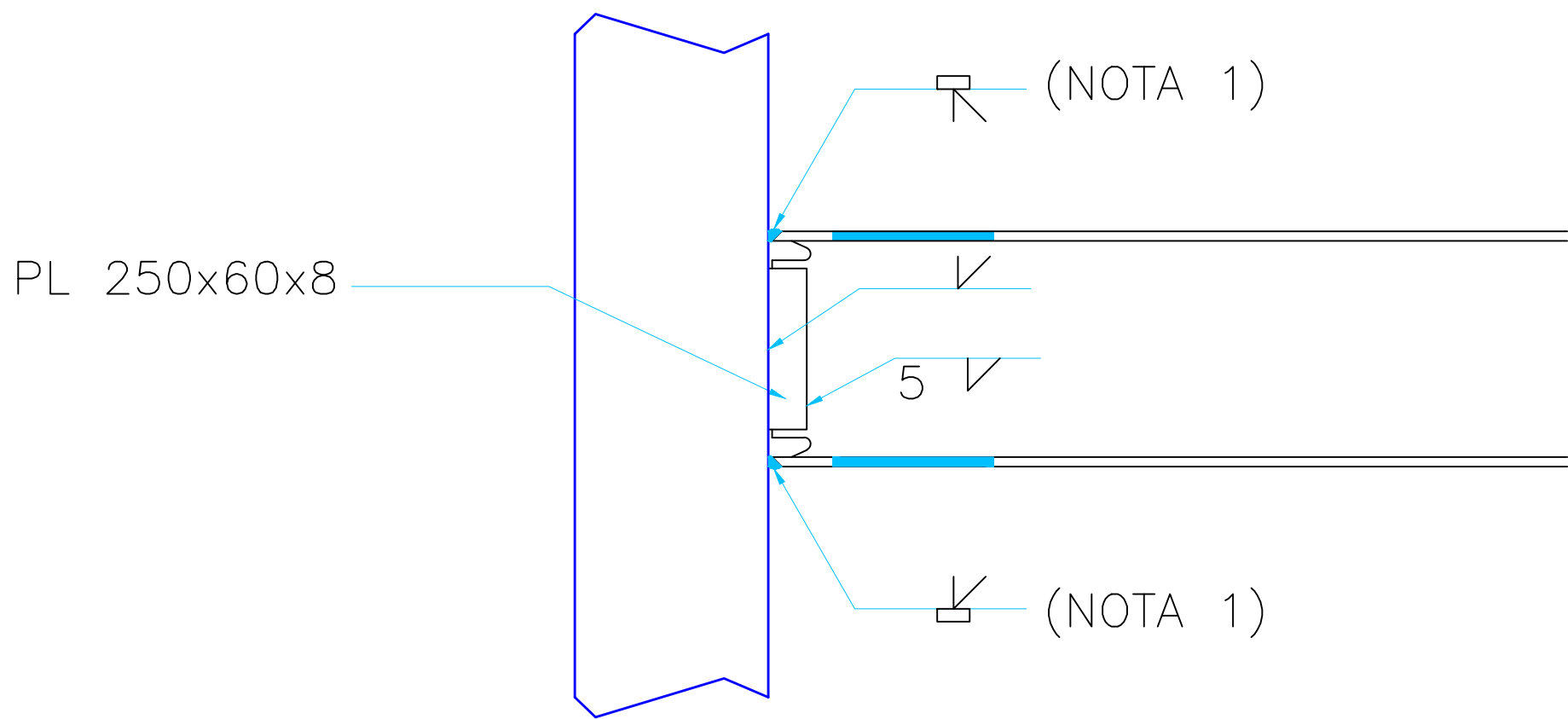
PL(mm)	PESO (Kg)
15	7282.25
8	3717.41

PL(mm)	PESO (Kg)
9	2666.75
4	1975.37

RESUMEN DE MATERIALES			
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON
	LONG (m)	PESO (Kg)	
8			ELEMENTO
10			VOL (m3)
12			
14			
16			
18			
20			
22			
25			
28			
32			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR			
FACULTAD DE INGENIERIA			
ESCUELA DE CIVIL			
A.E. 5 LOSAS Y VIGAS			
TITULO DE LA DISERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.			
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES			
ESCALAS : INDICADAS (1:75)			
CONTIENE:			
LOSA TIPO			
			SEP 2011
			LAMINA 3/4
ESPECIFICACIONES GENERALES			
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2			
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2			
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2			
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.			
ACERO EN PERFILES fy = 2530 Kg/cm2			
ELECTRODO PARA SOLDADURA = E-70			
PERNOS PARA UNIONES = A490			
PERNOS DE ANCLAJE = A325			
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)			
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)			
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001			
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)			

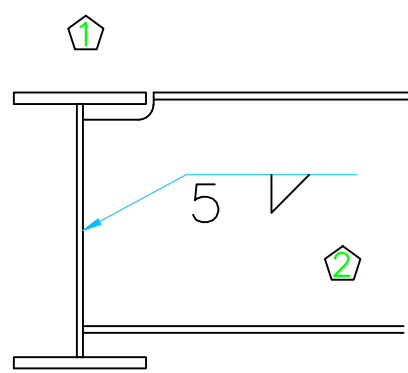
UNION SOLDADA VIGA COLUMNA

ESC 1:10



UNION SOLDADA VIGA PRINCIPAL VIGA SECUNDARIA

ESC 1:10



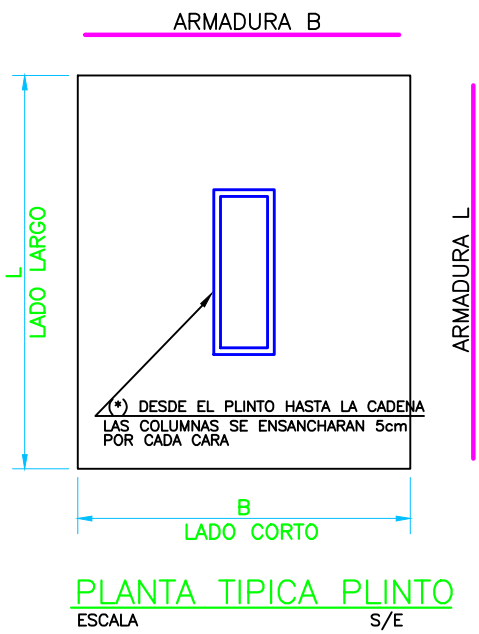
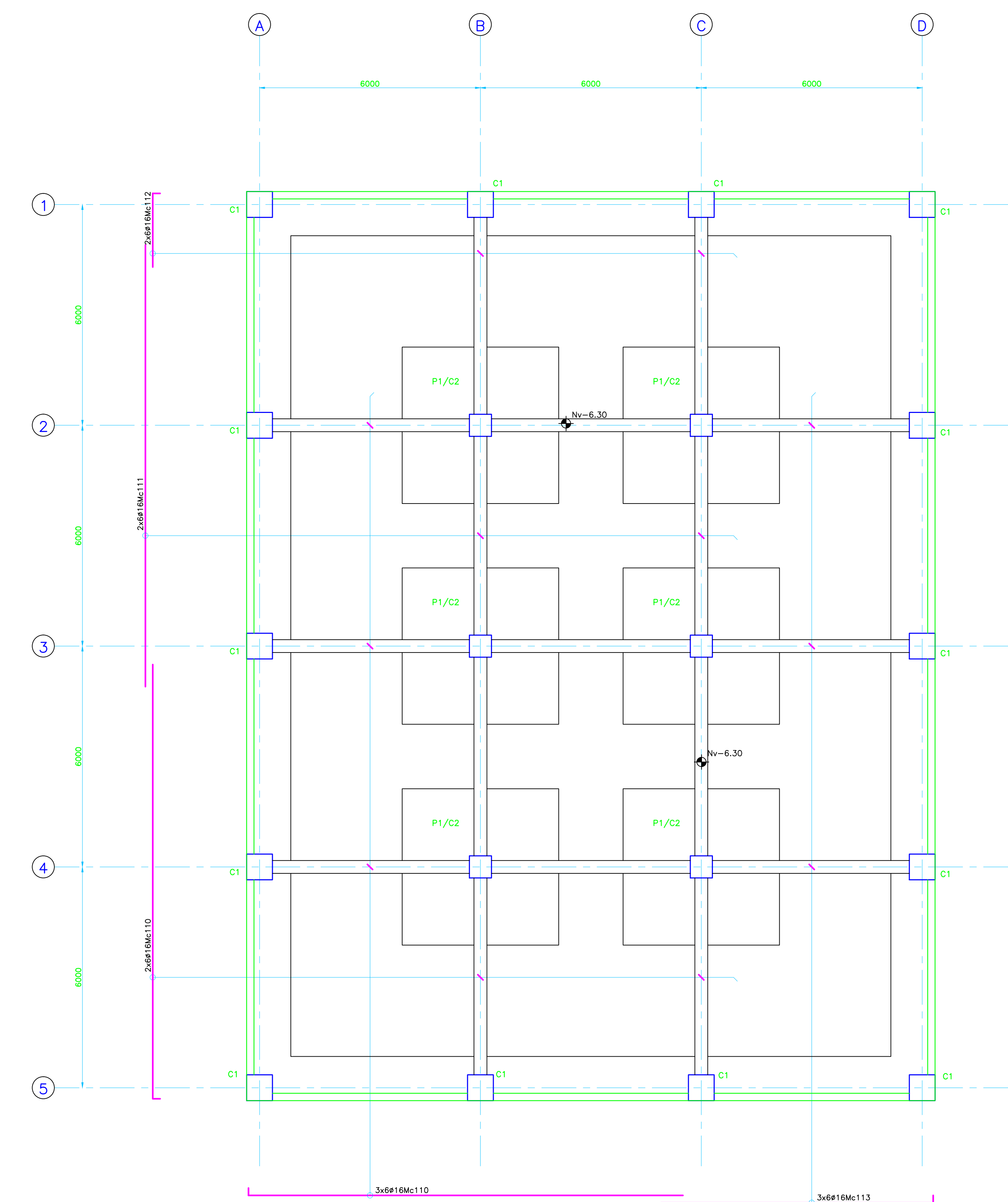
NOTA 1.- RETIRAR RESPALDO Y SOLDAR CON FILETE 10mm
- DETALLE PARA ACCESO DE SOLDADURA REFERIRSE
A AISC 341-05 FIG.11-1
NOTA 2.- ACERO PARA PLACAS A36 Gr36

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR		
FACULTAD DE INGENIERIA		
ESCUELA DE CIVIL		
A.E. 5 DETALLES		
TITULO DE LA DISSERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.		
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES		
ESCALAS : INDICADAS (1:20)		
CONTIENE:	UNIONES PRINCIPALES	SEP 2011
	LAMINA	4/4
ESPECIFICACIONES GENERALES HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2 ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2 ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2 MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A. ACERO EN PERFILES fy = 2530 Kg/cm2 ELECTRODO PARA SOLDADURA = E-70 PERNOS PARA UNIONES = A490 PERNOS DE ANCLAJE = A325		
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)		
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)		
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001		
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)		

EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 10 PISOS

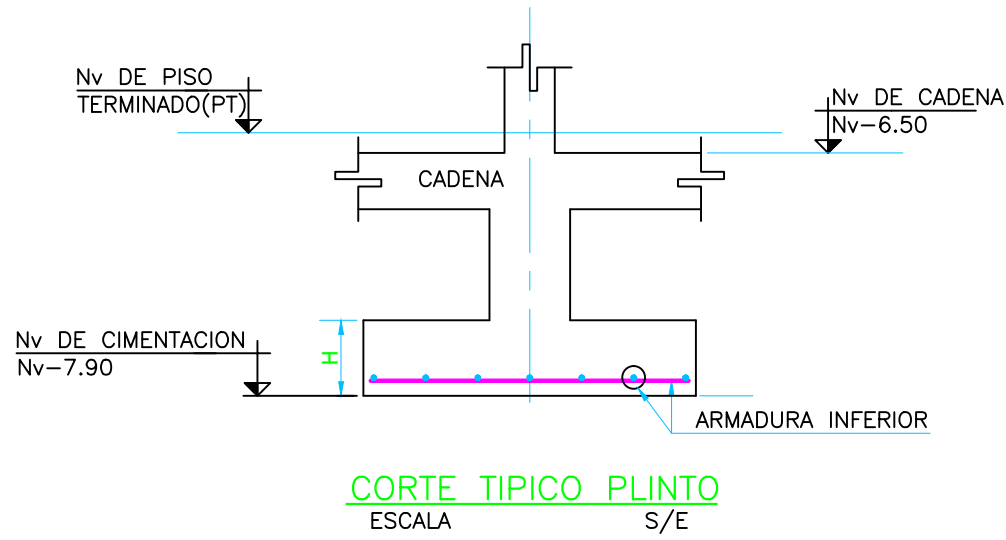
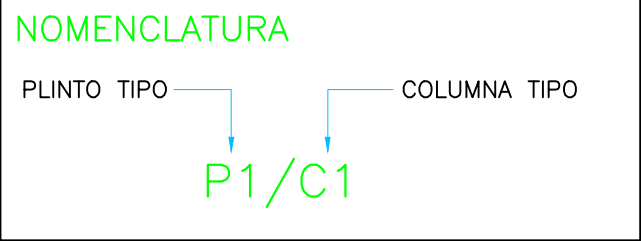
- **H.A. 10 CIMENTACIÓN**
- **H.A.10 COLUMNAS**
- **H.A. 10 LOSAS DE SUBSUELO**
- **H.A. 10 VIGAS DE SUBSUELO**
- **H.A. 10 LOSAS TIPO**
- **H.A. 10 VIGAS TIPO**

PLANTA DE CIMENTACION

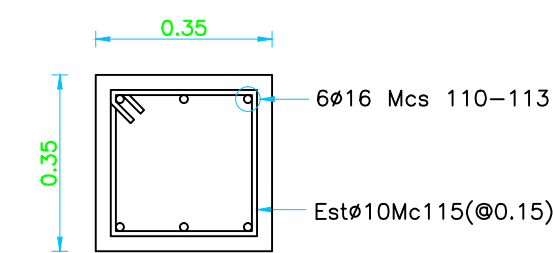
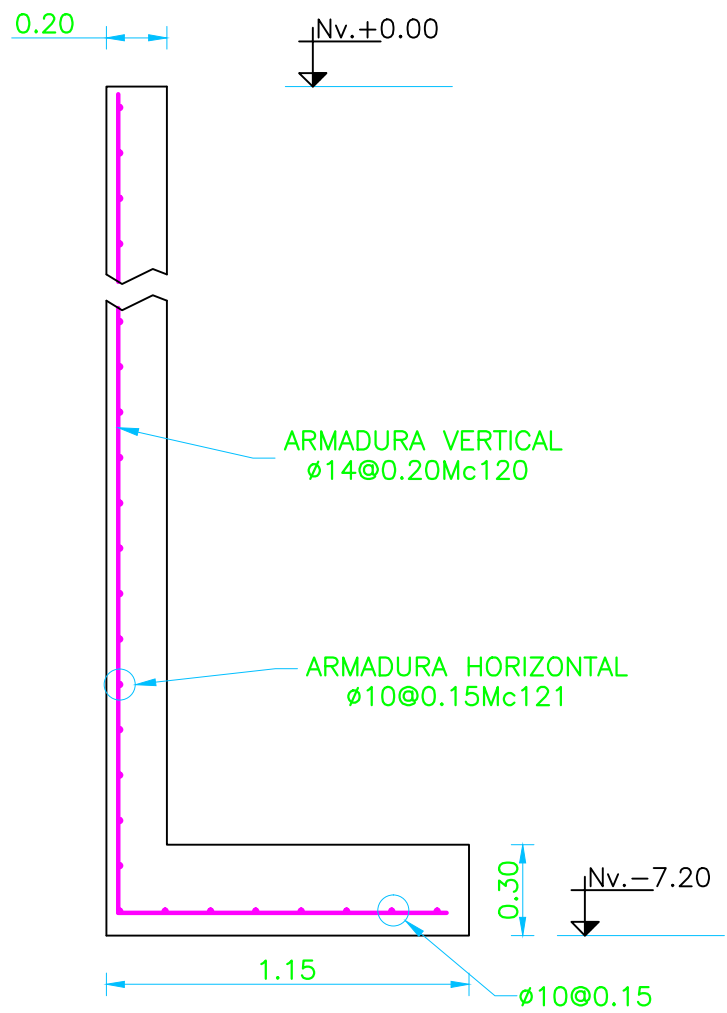


CUADRO DE PLINTOS

PLINTO TIPO	DIMENSIONES			ARMADURA INFERIOR		NUMERO
	L (m)	B (m)	H (m)	PARALELA A L	PARALELA A B	
P1	4.25	4.25	0.80	28ø18Mc101(ø0.15)	28ø18Mc101(ø0.15)	6



DETALLE DEL MURO



DETALLE DE CADENAS

DATOS DE SUELOS

CAPACIDAD ADMISIBLE	20 t/m2
COTA DE CIMENTACION	Nv.-7.90
TIPO DE CIMENTACION	PLINTOS AISLADOS
REALIZADO POR:	GEOSUELOS

Mc	TIPO	ø (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL.	TOTAL	
101	1	16	2.90				660	2.90	1914.00	
102	1	16	3.35				176	3.35	589.60	
110	2	14	11.80	0.20			36	12.00	432.00	
111	1	14	12.00				16	12.00	192.00	
112	2	14	2.00	0.20			16	2.20	35.20	
113	2	14	7.40	0.20			20	7.60	152.00	
115	5	10	0.20		0.08		1105	0.96	1060.80	
121	1	10	12.00				418	12.00	5016.00	

RESUMEN DE MATERIALES

ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8					
10	5760.00	3553.92	PLINTOS	86.70	
12					
14	3034.00	3665.07	CADENAS	11.05	
16	667.20	1052.84	MUROS	129.15	
18	1377.60	2752.44			
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

H.A. 10 CIMENTACION

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

PLANTA DE CIMENTACION

SEP

2011

LAMINA

1/6

ESPECIFICACIONES GENERALES

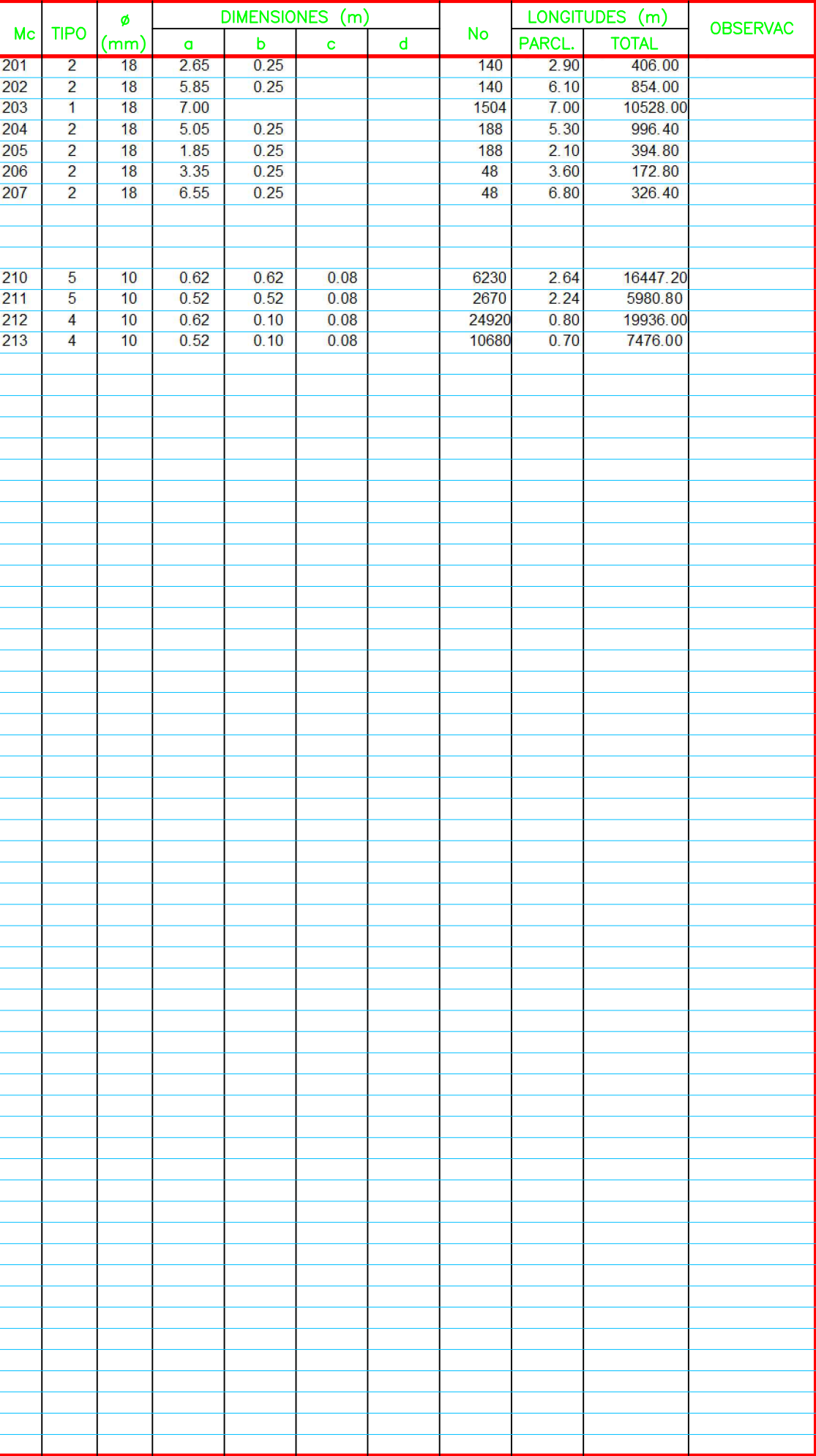
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



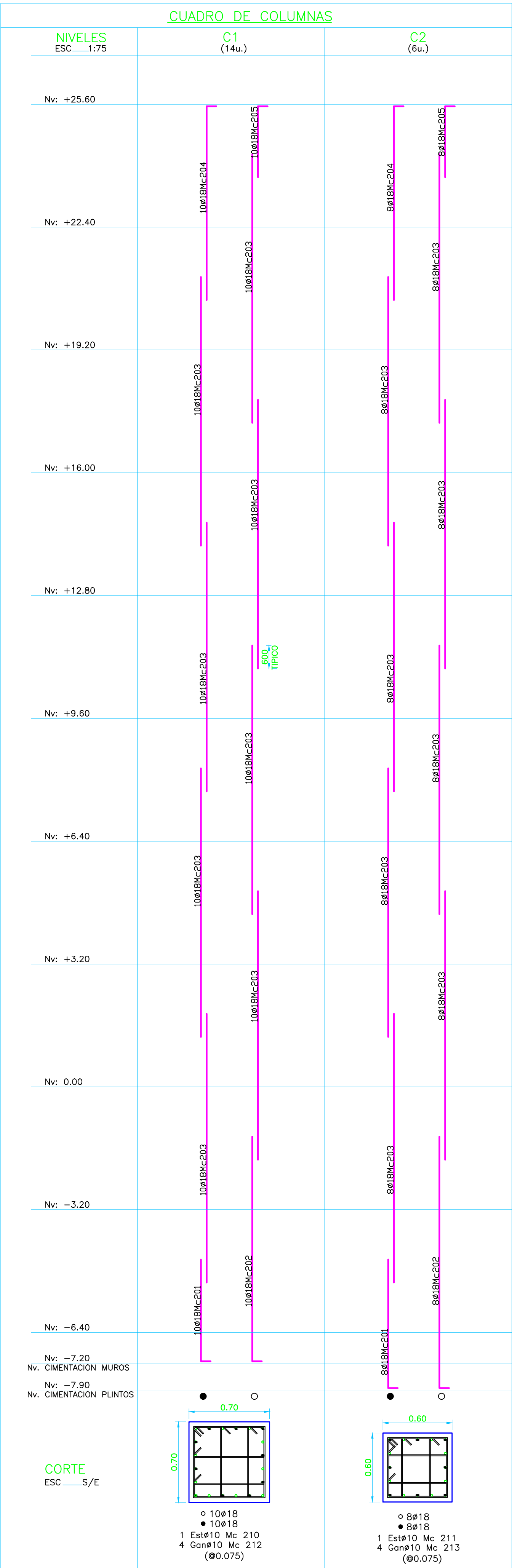
ACERO			HORMIGON		OTROS
(mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8	49840.00	30751.28	COLUMNAS	293.60	
10					
12					
14					
16	13678.40	27329.44			
18					
20					
22					
25					
28					
32					

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.
INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES
ESCALAS : INDICADAS (1:75)

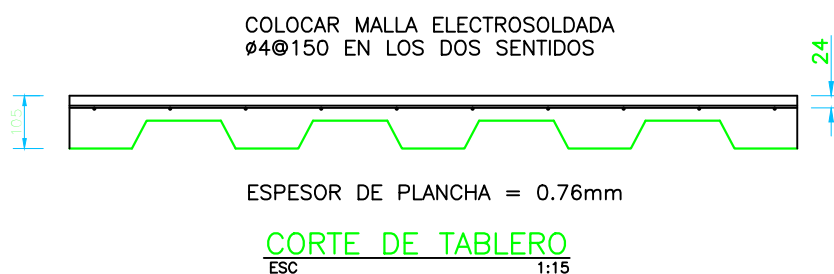
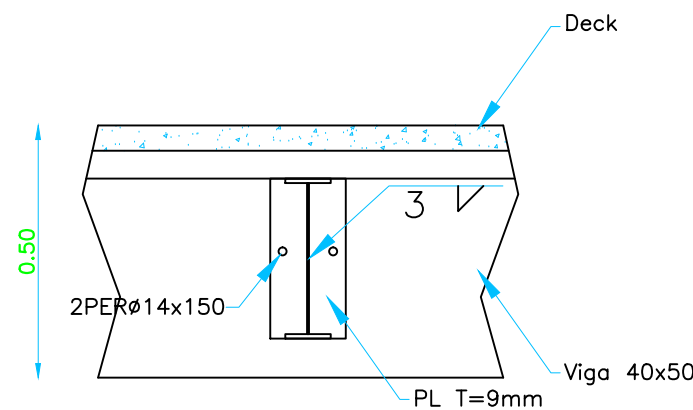
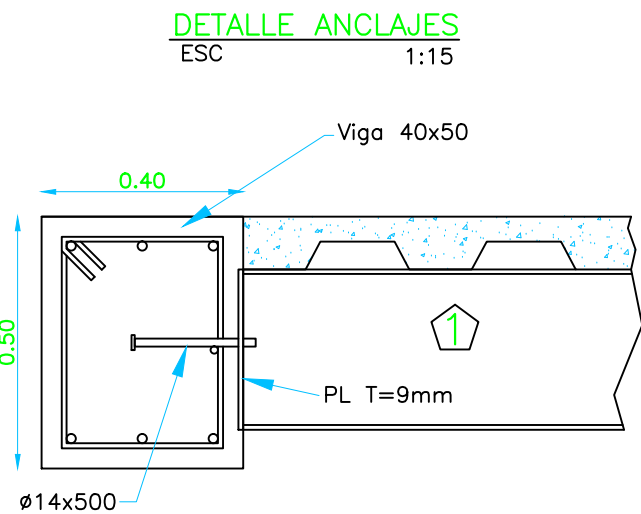
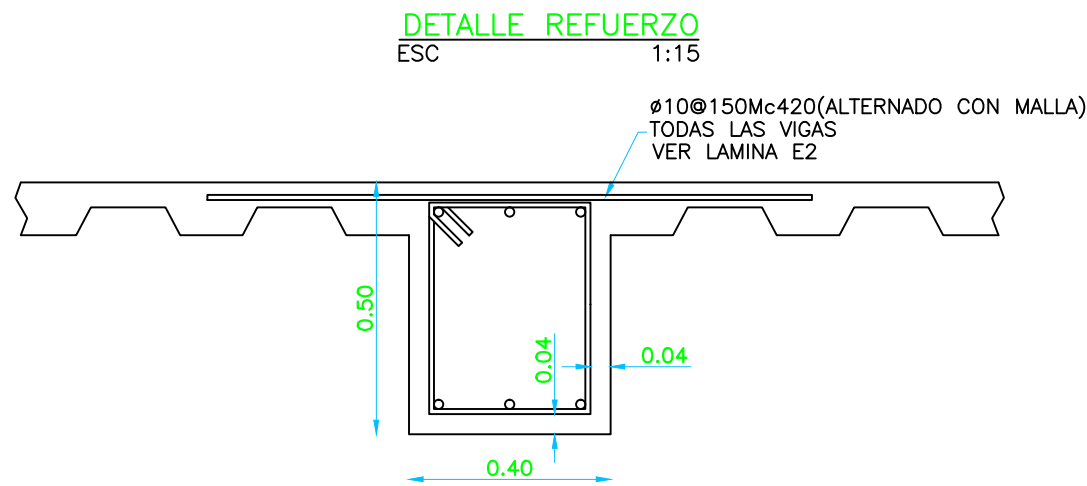
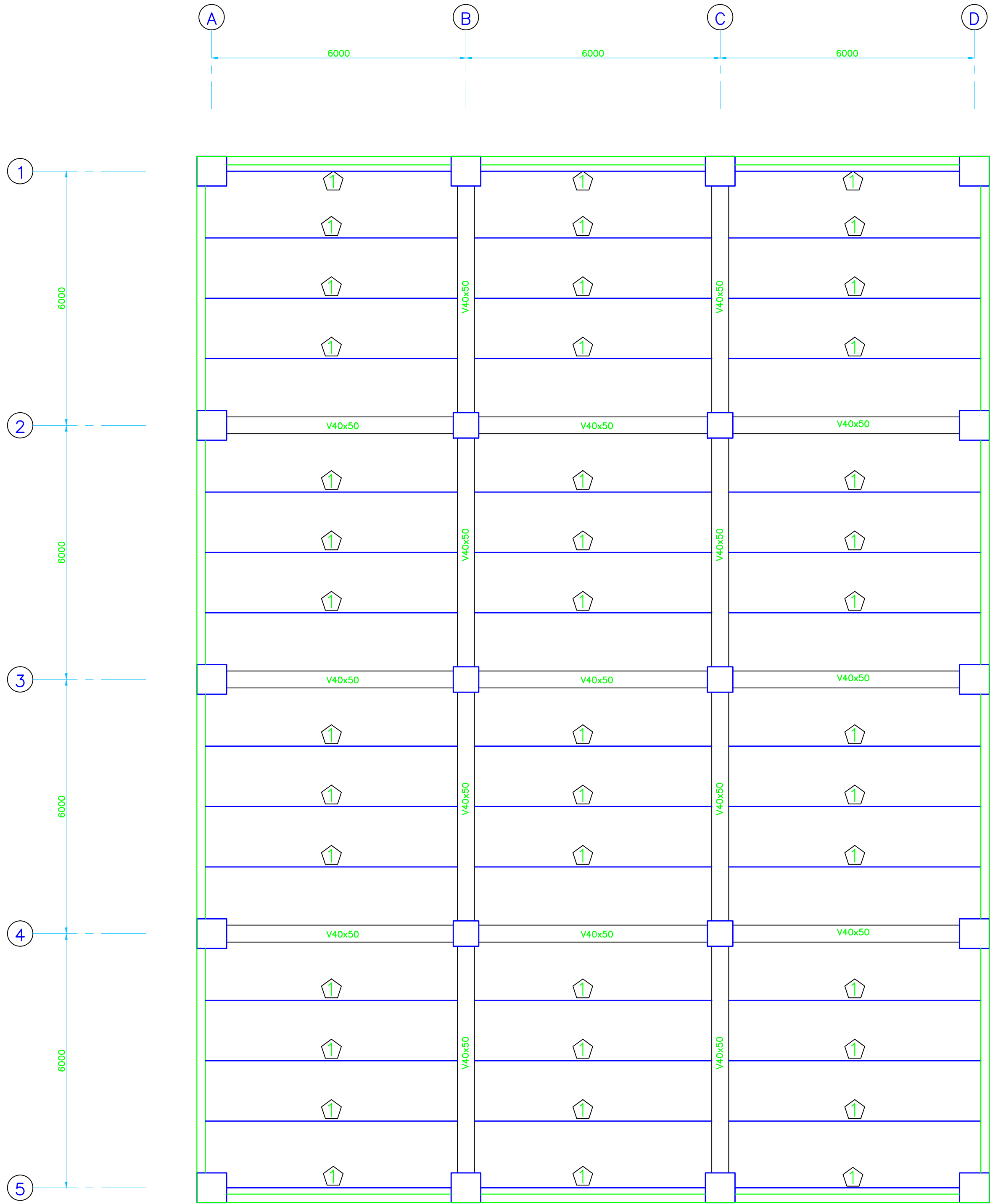
ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMICON $f'c$ =	210 Kg/cm ²
ACERO EN VARILLAS f_y =	4200 Kg/cm ²
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA f_y =	5000 Kg/cm ²
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES f_y =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

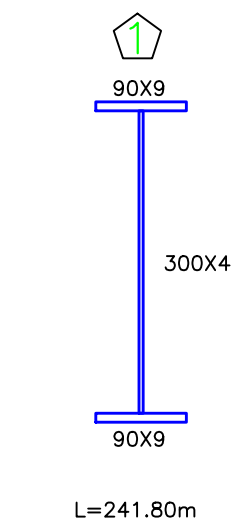
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



LOSA Nv. -6.40; 0.00
ESC 1:75



AREA DE LOSA DECK = 375.54m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 28.17m³
PESO DE M.E.S. Ø4@150 = 500.61Kg



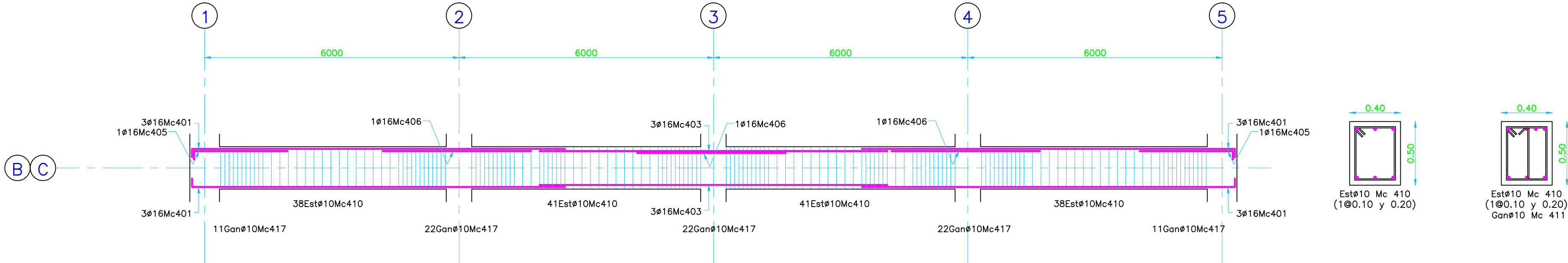
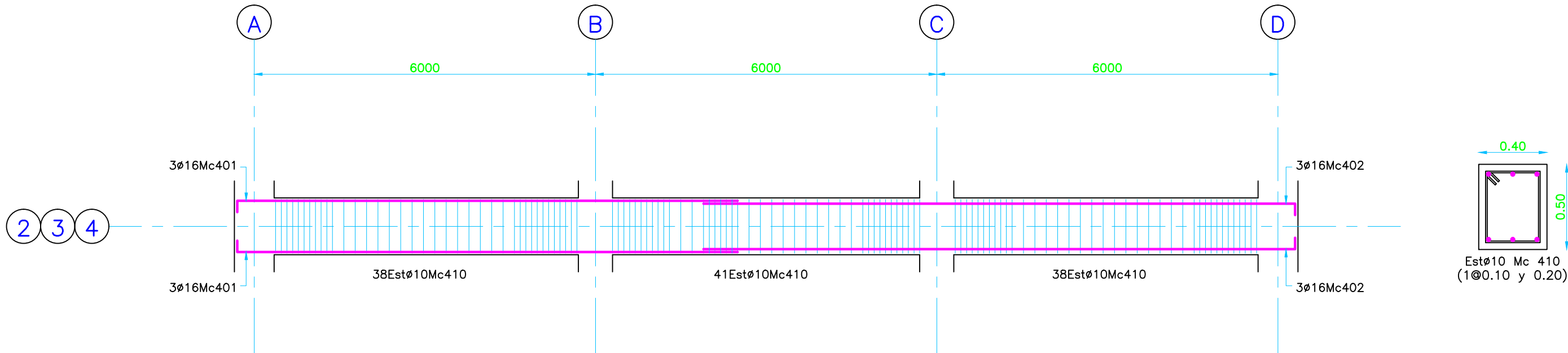
PL(mm)	PESO (Kg)
9	3074.97
4	2277.75

RESUMEN DE MATERIALES					
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8					
10			VIGAS	18.25	
12					
14			LOSA DECK	30.15	
16					
18					
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESCUELA DE CIVIL	
H.A. 10 LOSAS DE SUBSUELO	
TITULO DE LA DISERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.	
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES	
ESCALAS : INDICADAS (1:75)	
CONTIENE:	LOSA Nv. -6.40; 0.00
	SEP 2011
	LAMINA 3/6

ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)	
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)	
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001	
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)	

VIGAS Nv. -6.40; 0.00
ESC 1:75



Mc	TIPO	ø (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL	TOTAL	
401	2	16	8.80	0.20			42	9.00	378.00	
402	2	16	10.40	0.20			18	10.60	190.80	
403	1	16	8.20				12	8.20	98.40	
405	2	16	2.20	0.20			4	2.40	9.60	
406	1	16	3.50				6	3.50	21.00	
410	5	10	0.32	0.42	0.08		667	1.64	1093.88	
411	4	10	0.42	0.10	0.08		176	0.60	105.60	

RESUMEN DE MATERIALES

ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8					
10	1199.48	740.08			
12					
14					
16	697.80	1101.13			
18					
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

H.A. 10 VIGAS DE SUBSUELO

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:
VIGAS Nv. -6.40; 0.00

SEP 2011
LAMINA 4/6

ESPECIFICACIONES GENERALES
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.
ACERO EN PERFILES fy = N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.
PERNOS PARA UNIONES = N.A.
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.

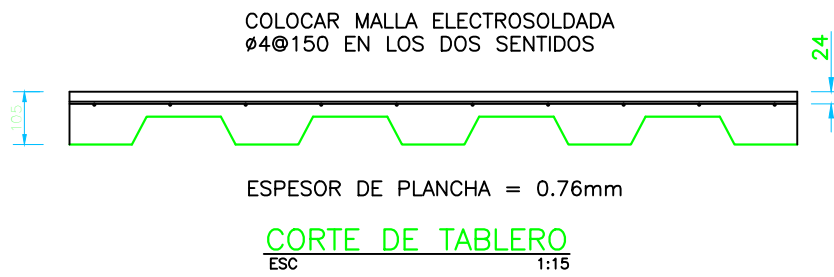
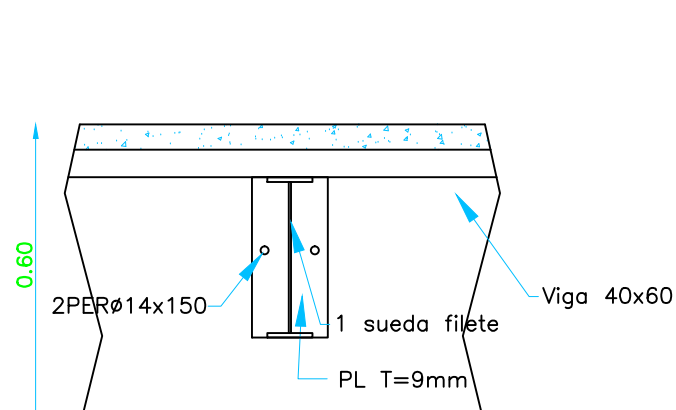
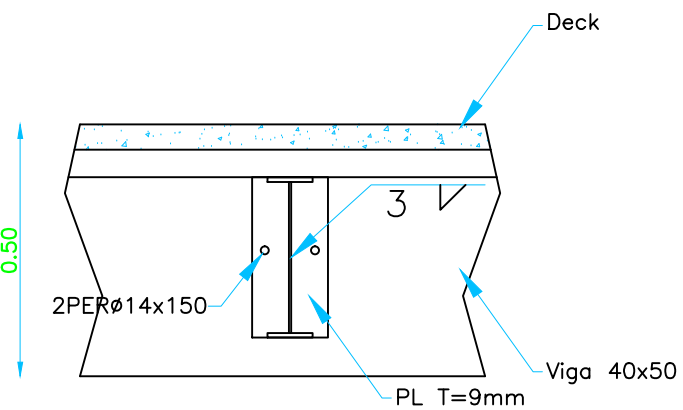
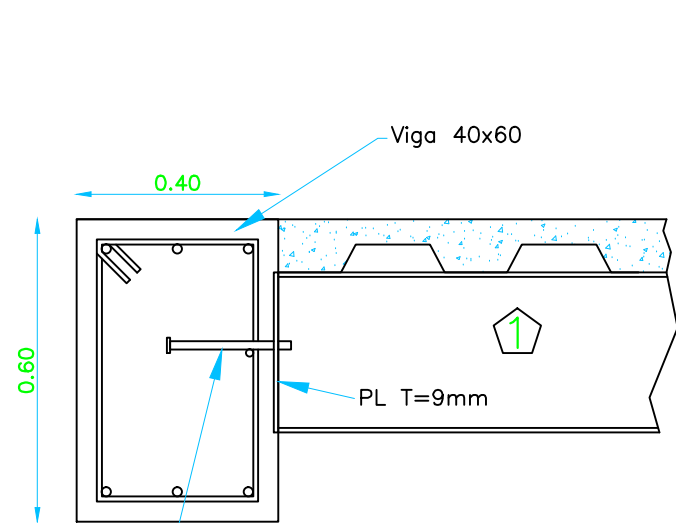
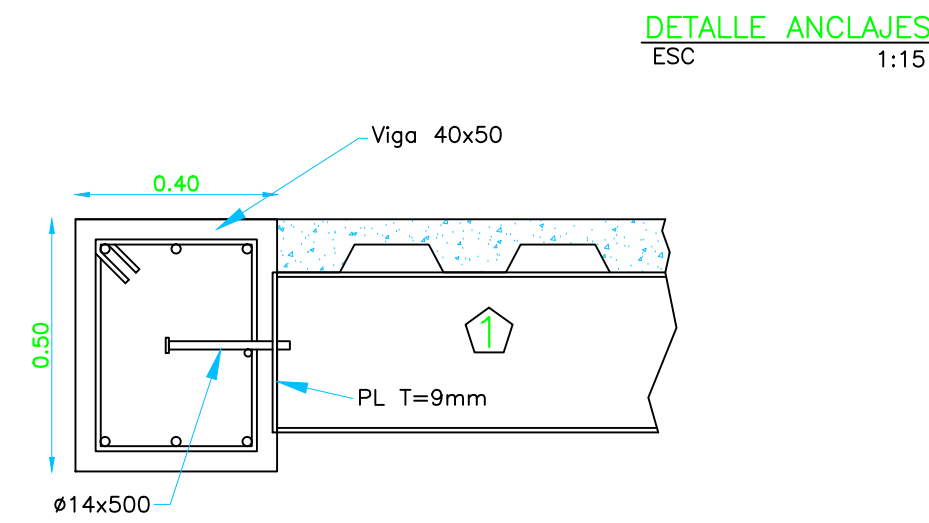
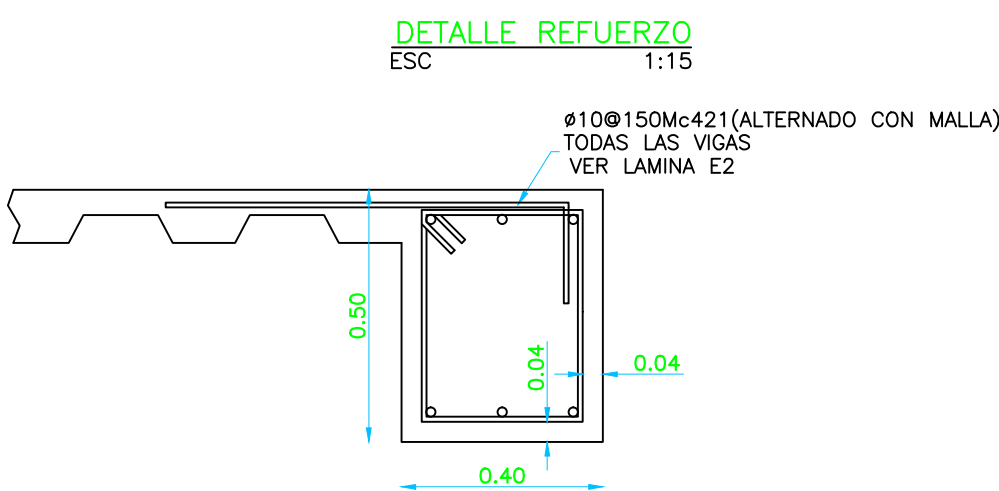
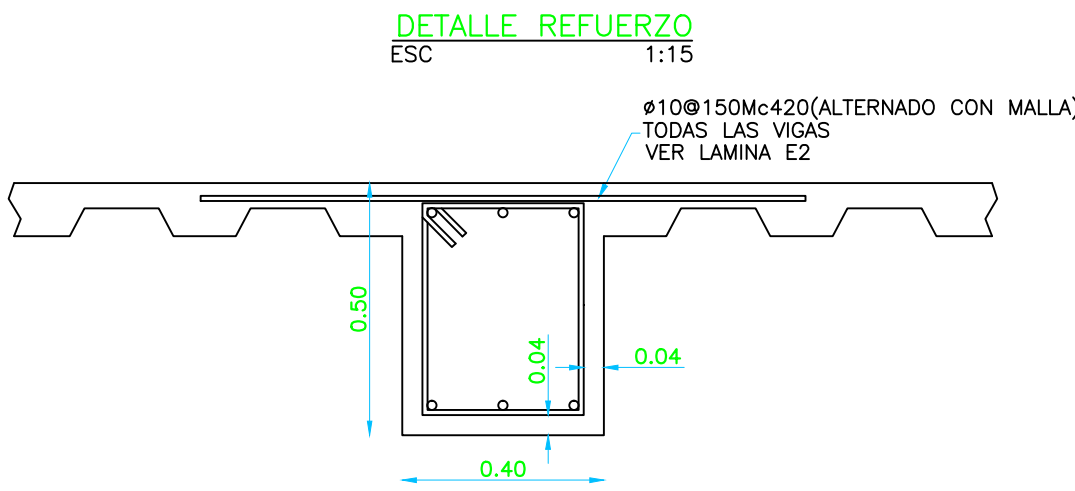
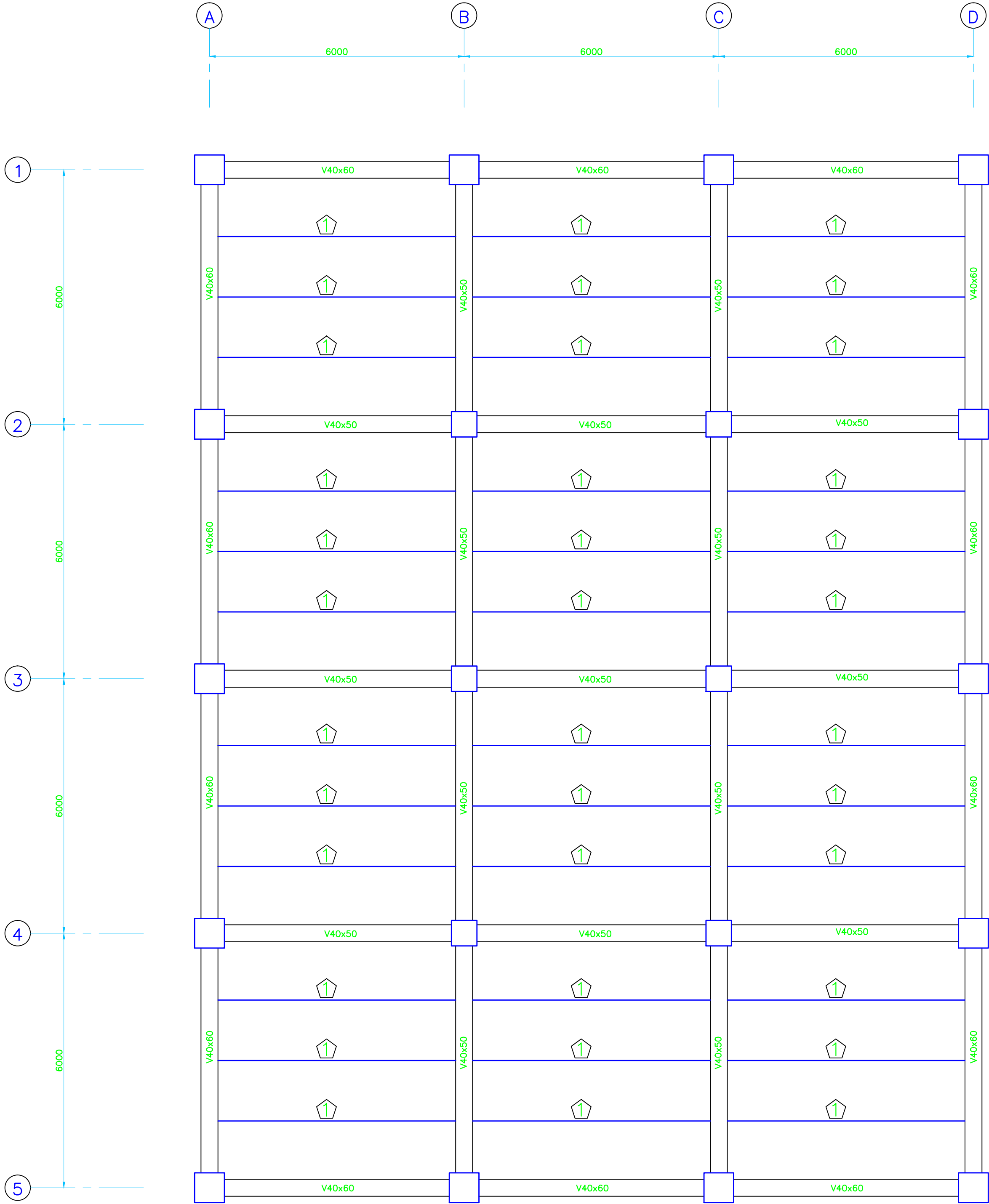
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

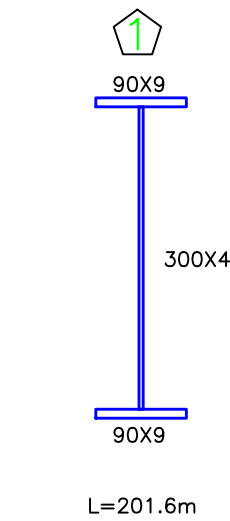
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

LOSA Nv. +3.20; +6.40; +9.60; +12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60
ESC 1:75



AREA DE LOSA DECK = 375.54m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 28.17m³
PESO DE M.E.S #4@150 = 500.61Kg



PL(mm)	PESO (Kg)
9	2563.75
4	1899.07

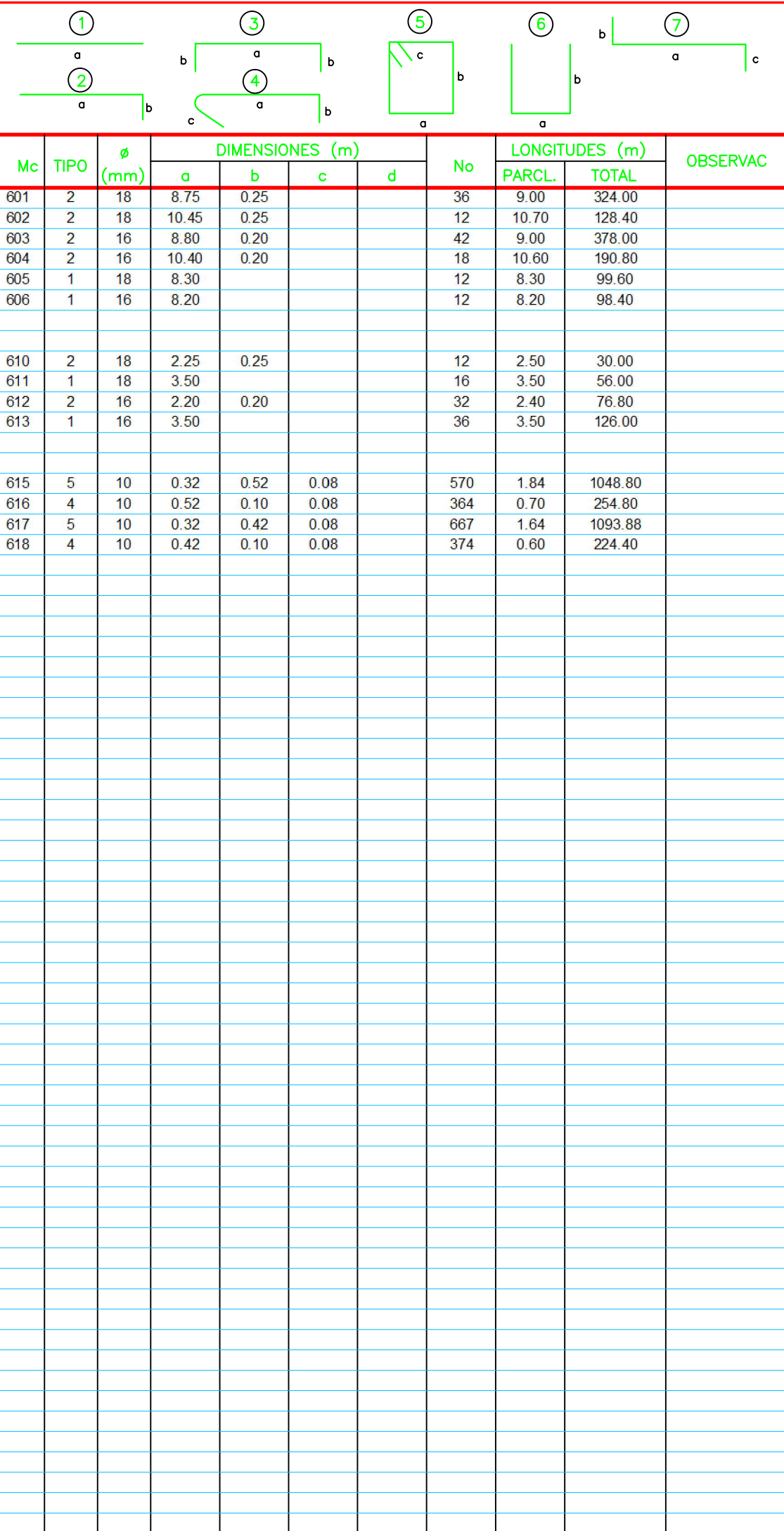
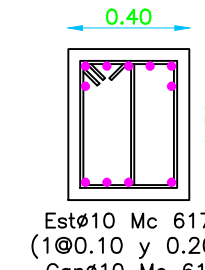
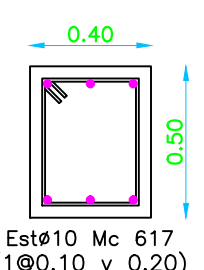
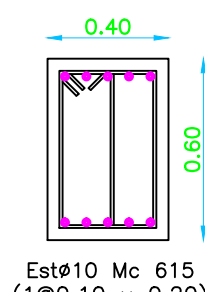
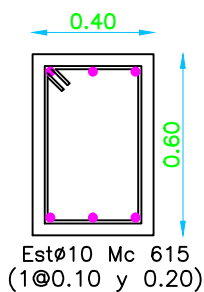
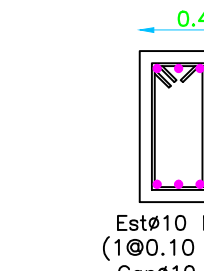
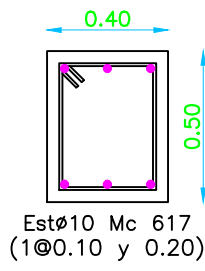
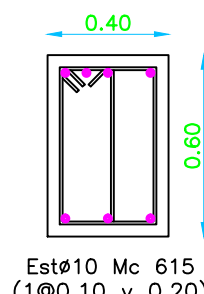
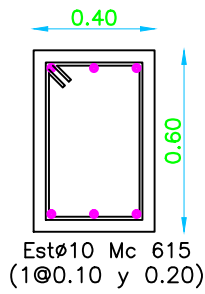
RESUMEN DE MATERIALES					
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8			VIGAS	36.07	
10					
12			LOSA DECK	28.17	
14					
16					
18					
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESCUELA DE CIVIL	
H.A. 10 LOSAS TIPO	
TITULO DE LA DISERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.	
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES	
ESCALAS : INDICADAS (1:75)	
CONTIENE: LOSA Nv. +3.20; +6.40; +9.60; +12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60	
SEP	2011
LAMINA	5/6

ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)	
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)	
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001	
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)	

ESC

1:75



ACERO		HORMIGON		OTROS
(mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	VOL (m3)	
8				
10	2621.88	1617.70		
12				
14				
16	870.00	1372.86		
18	638.00	1274.72		
20				
22				
24				
26				
28				
32				

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

H.A. 10 CIMENTACION

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

VIGAS Nv. +3.20; +6.40; +9.60;
+12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60

SEP

AMINA

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f'c =	210 Kg/cm ²
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm ²
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm ²
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
 AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

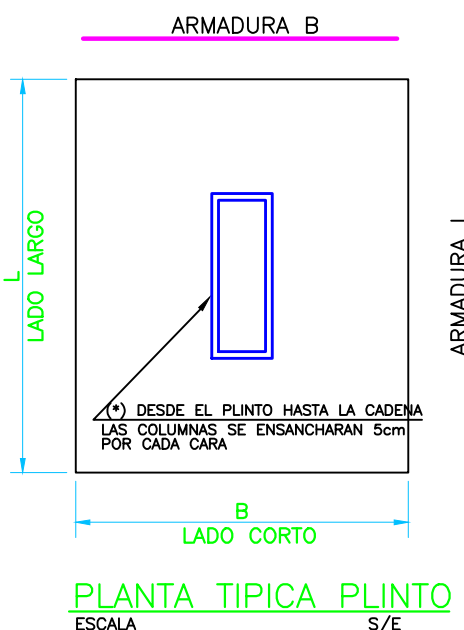
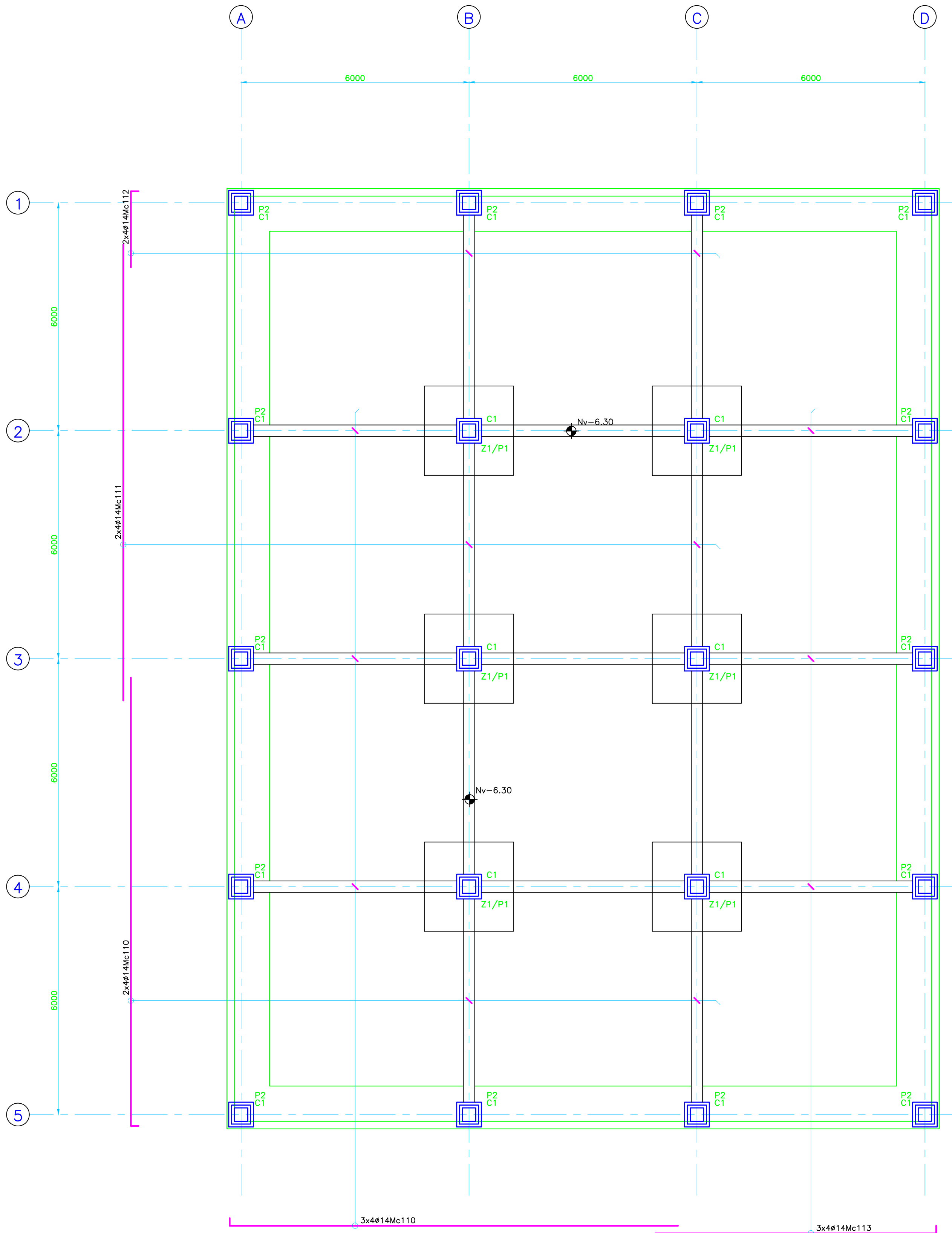
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL DE 10 PISOS

- **A.E. 10 CIMENTACIÓN**
- **A.E. 10 PEDESTAL Y COLUMNAS**
- **A.E. 10 LOSAS Y VIGAS DE SUBSUELO**
- **A.E. 10 LOSAS Y VIGAS TIPO**
- **A.E. 10 DETALLES**

PLANTA DE CIMENTACION

ESC 1:75

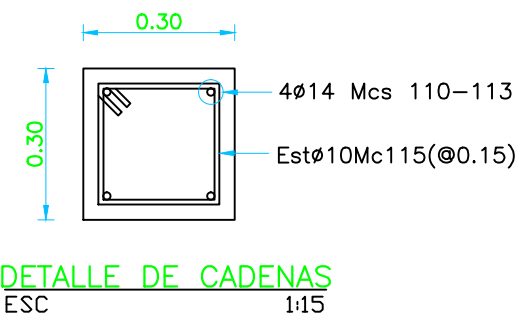
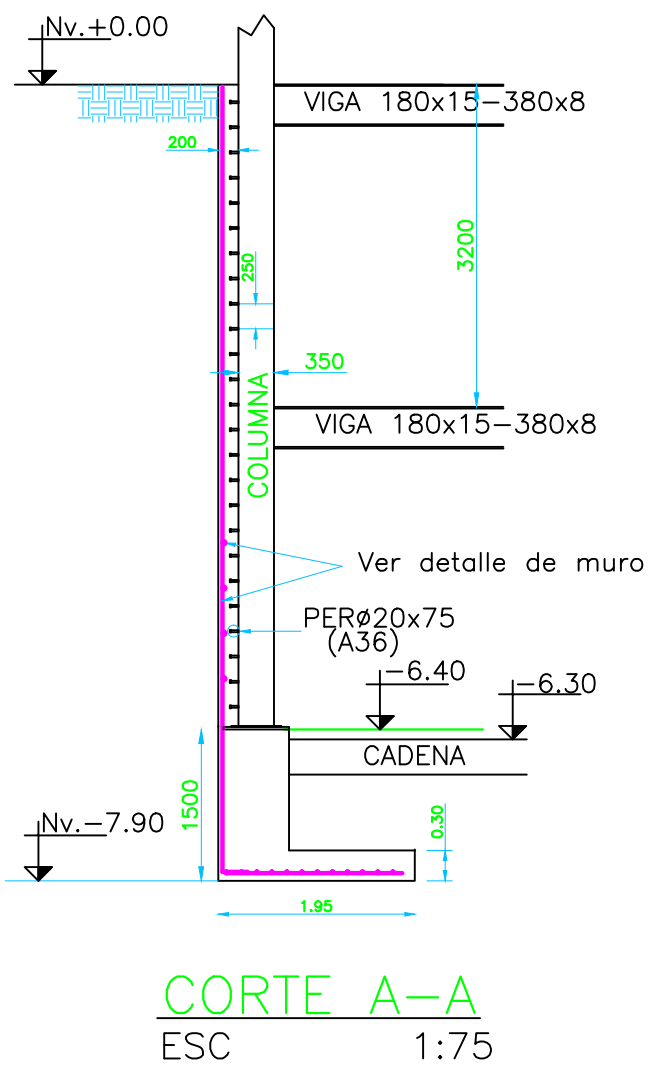
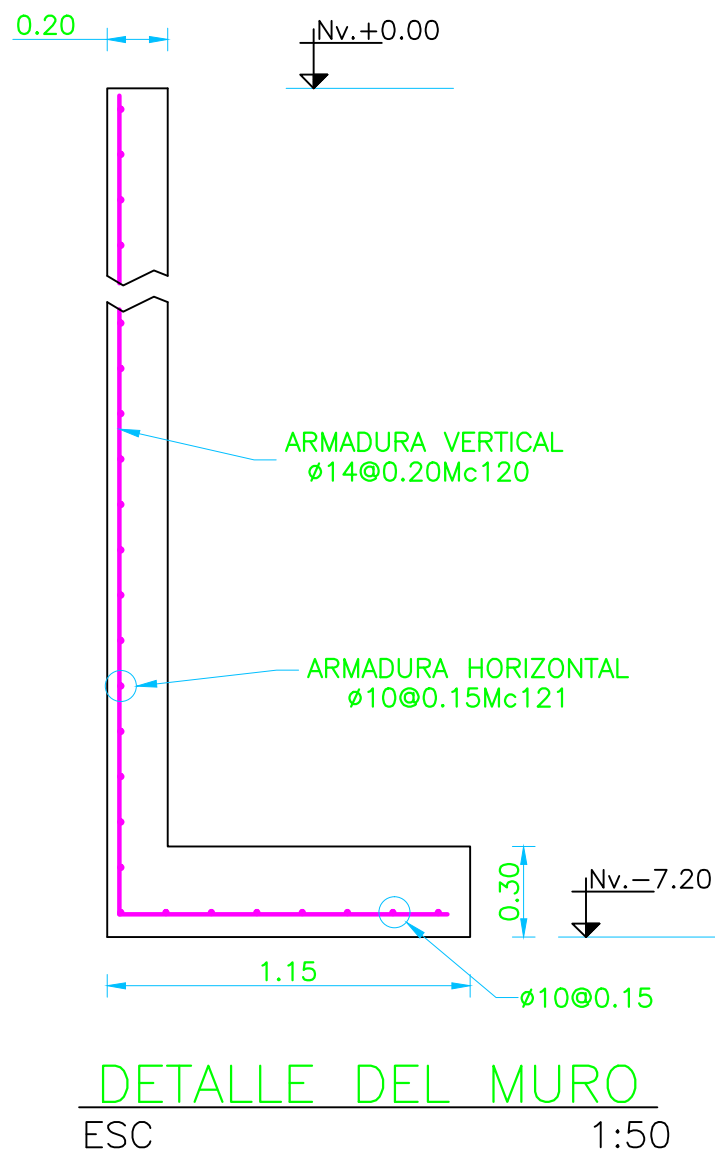
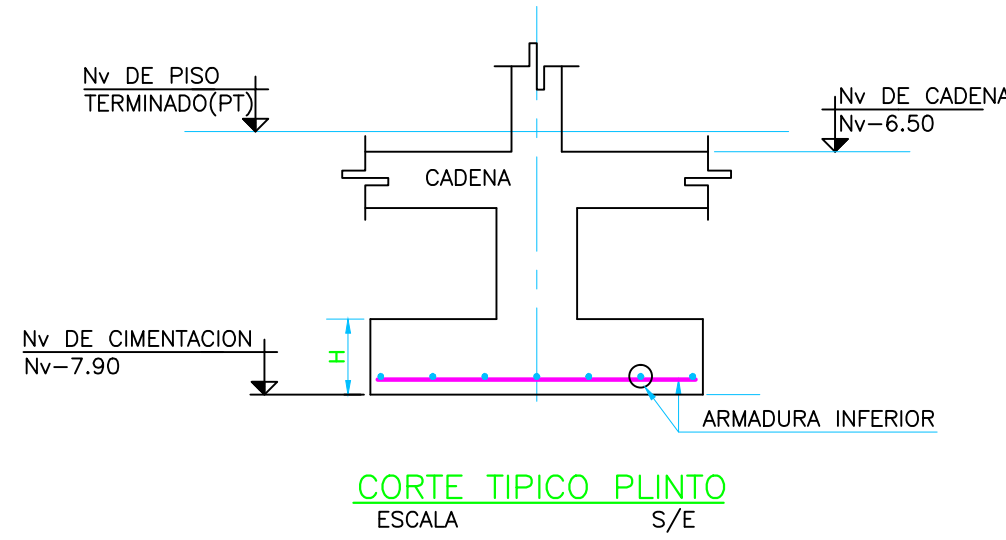


CUADRO DE ZAPATAS

ZAPATA TIPO	DIMENSIONES			ARMADURA INFERIOR		NUMERO
	L (m)	B (m)	H (m)	PARALELA A L	PARALELA A B	
Z1	2.35	2.35	0.40	15#14Mc101(Ø0.15)	15#14Mc101(Ø0.15)	6

NOMENCLATURA

ZAPATA TIPO PEDESTAL TIPO
Z1/P1



DATOS DE SUELOS

CAPACIDAD ADMISIBLE	20 t/m2
COTA DE CIMENTACION	Nv.-7.90
TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS
REALIZADO POR:	P.U.C.E.

Mc	TIPO	Ø (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL.	TOTAL	
101	1	14	2.20				180	2.20	396.00	
110	2	14	11.80	0.20			20	12.00	240.00	
111	1	14	12.00				8	12.00	96.00	
112	2	14	2.00	0.20			8	2.20	17.60	
113	2	14	7.40	0.20			12	7.60	91.20	
115	5	10	0.22	0.22	0.08		605	1.04	629.20	
120	2	14	7.10	1.10			435	8.20	3567.00	
121	1	10	12.00				418	12.00	5016.00	

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8	5645.20	3483.09	ZAPATAS	13.25	
10	4407.80	5324.62	CADENAS	8.20	
12			MUROS	152.40	
14					
16					
18					
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

A.E. 10 CIMENTACION

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

PLANTA DE CIMENTACION

SEP	2011
LAMINA	1/5

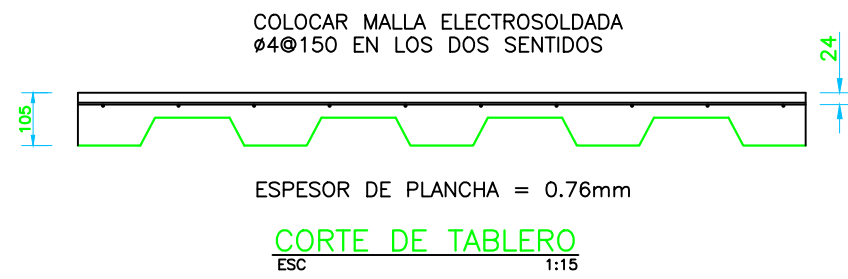
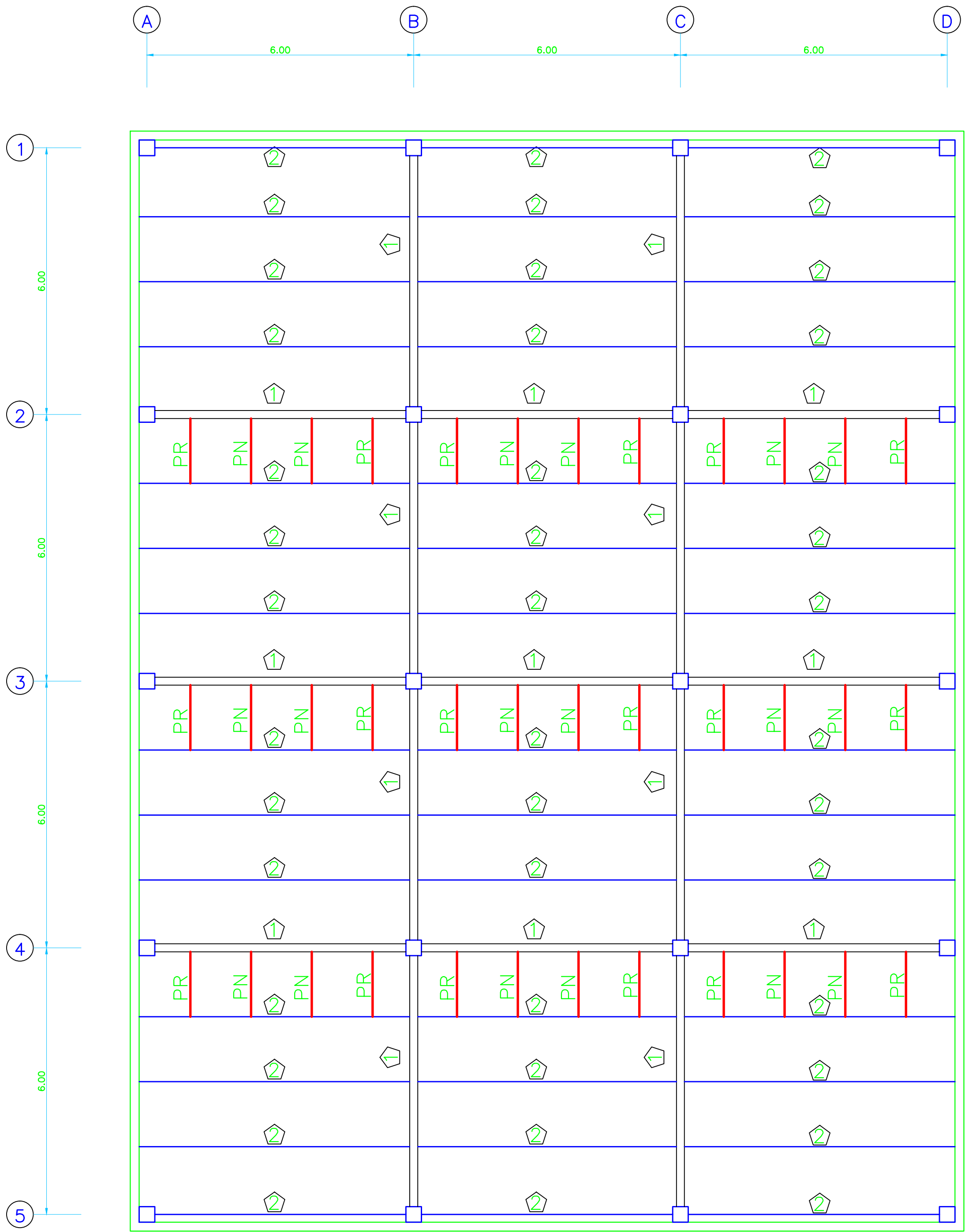
ESPECIFICACIONES GENERALES
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.
ACERO EN PERFILES fy = N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.
PERNOS PARA UNIONES = N.A.
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO
ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT
FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS
EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON
EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA
CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



AREA DE LOSA DECK = 439.38m²
 VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 32.96m³
 PESO DE M.E.S Ø4@150 = 580Kg



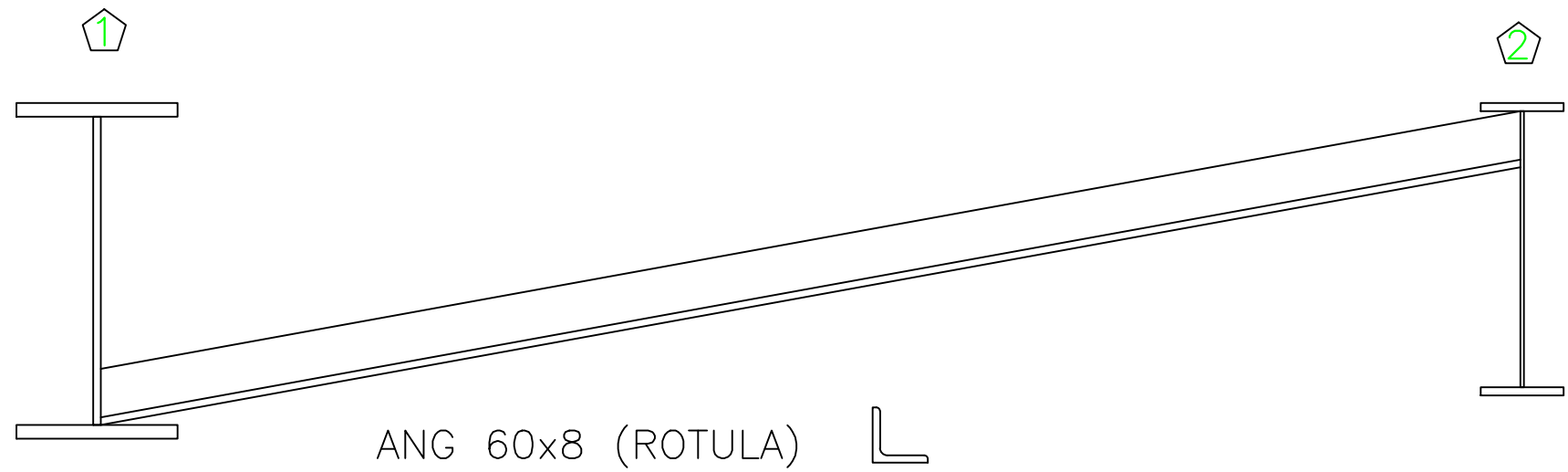
50x6



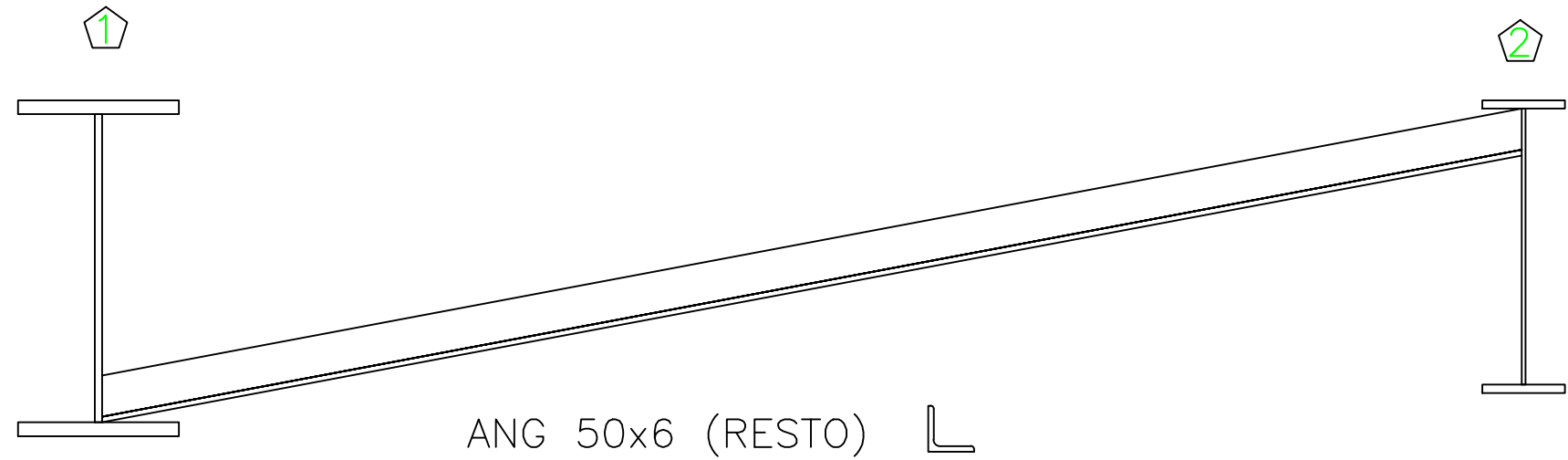
60x8

L(m)	PESO (Kg)
26.30	116.60

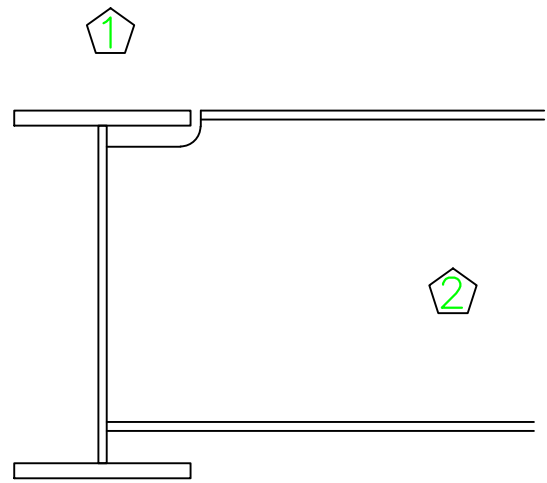
L(m)	PESO (Kg)
26.30	186.50



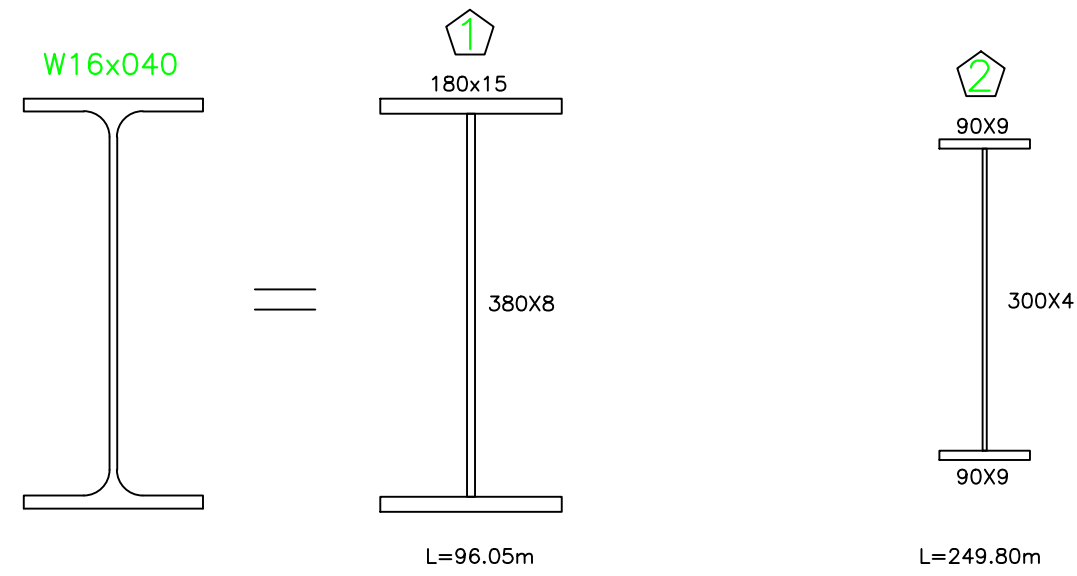
CORTE DE CORTA PANDEOS



CORTE DE CORTA PANDEOS



CORTE TIPO UNION VIGAS

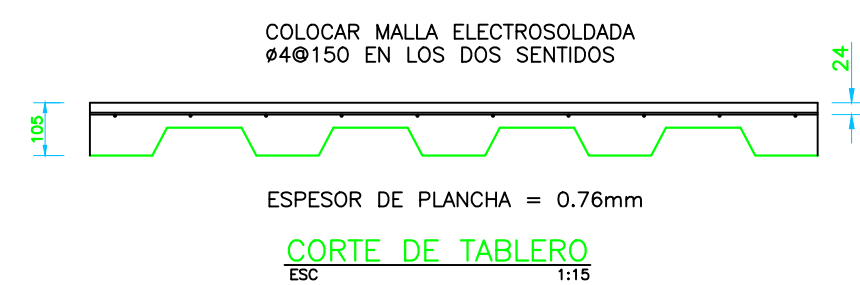
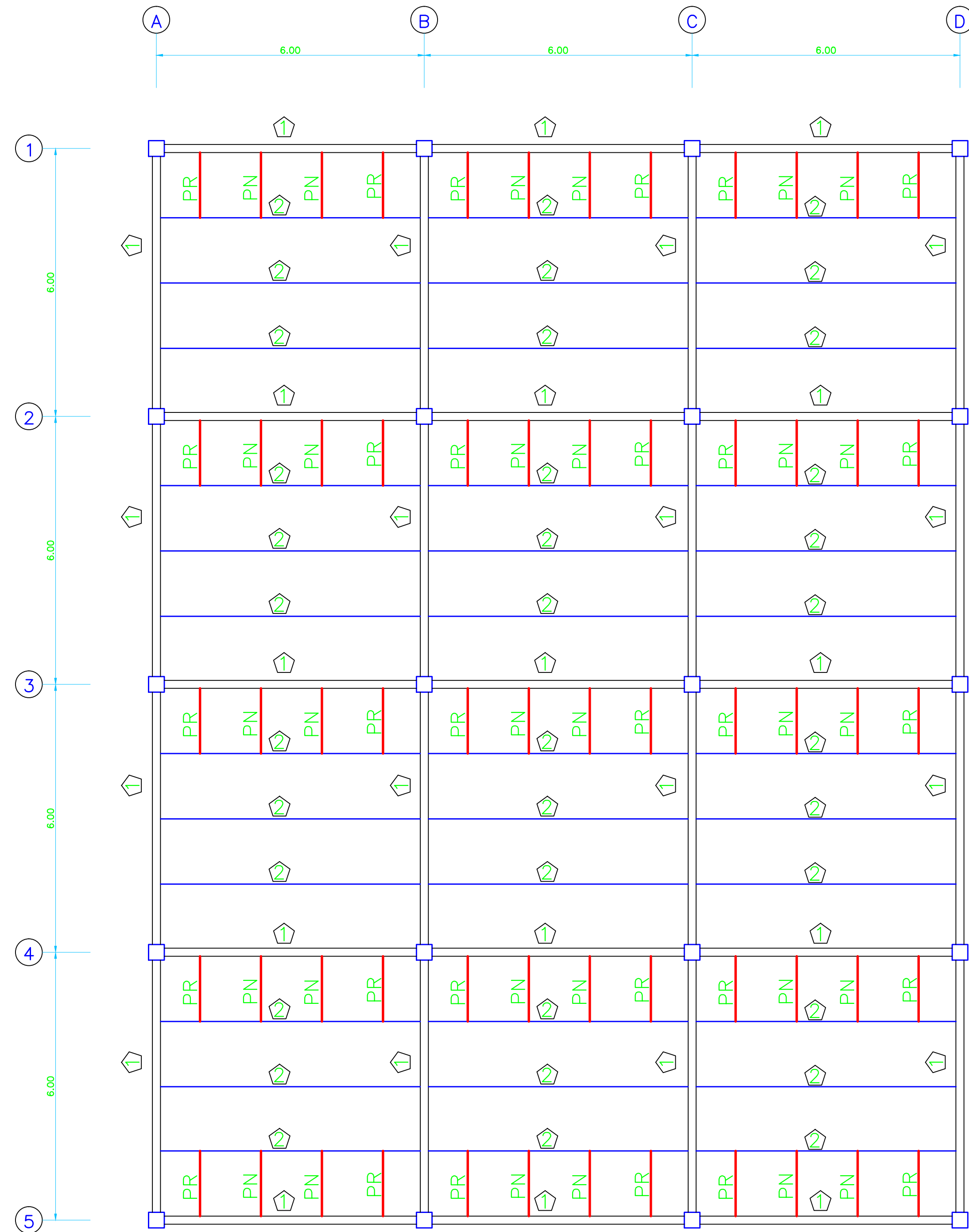


PL(mm)	PESO (Kg)
15	4071.60
8	2292.15

PL(mm)	PESO (Kg)
9	3176.75
4	2353.15

RESUMEN DE MATERIALES									
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS				
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)					
8			LOSA DECK	32.96					
10									
12									
14									
16									
18									
20									
22									
25									
28									
32									
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR									
FACULTAD DE INGENIERIA									
ESCUELA DE CIVIL									
A.E. 10 LOSAS Y VIGAS DE SUBSUELO									
TITULO DE LA DISERTACION :									
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.									
INTEGRANTES :									
JUAN FRANCISCO SALAZAR									
MIGUEL TORRES									
ESCALAS : INDICADAS (1:75)									
CONTIENE:			<table><tr><td>SEP</td><td>2011</td></tr><tr><td>LAMINA</td><td>3/5</td></tr></table>			SEP	2011	LAMINA	3/5
SEP	2011								
LAMINA	3/5								
LOSA Y VIGAS Nv. -6.40; 0.00									
ESPECIFICACIONES GENERALES									
HORMIGON f'c =			210 Kg/cm2						
ACERO EN VARILLAS fy =			4200 Kg/cm2						
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =			5000 Kg/cm2						
MADERA GRUPO (JUNAC) =			N.A.						
ACERO EN PERFILES fy =			N.A.						
ELECTRODO PARA SOLDADURA =			N.A.						
PERNOS PARA UNIONES =			N.A.						
PERNOS DE ANCLAJE =			N.A.						
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)									
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:									
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)									
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)									
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)									
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001									
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:									
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)									

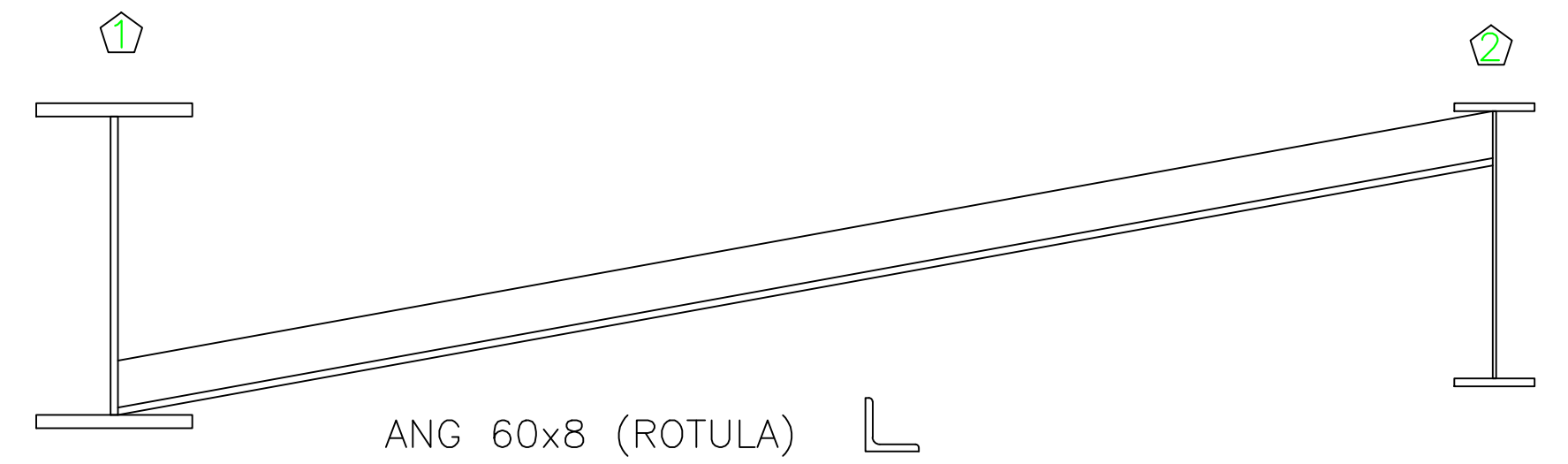
LOSA Y VIGAS Nv. +3.20; +6.40; +9.60; +12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60
ESC 1:75



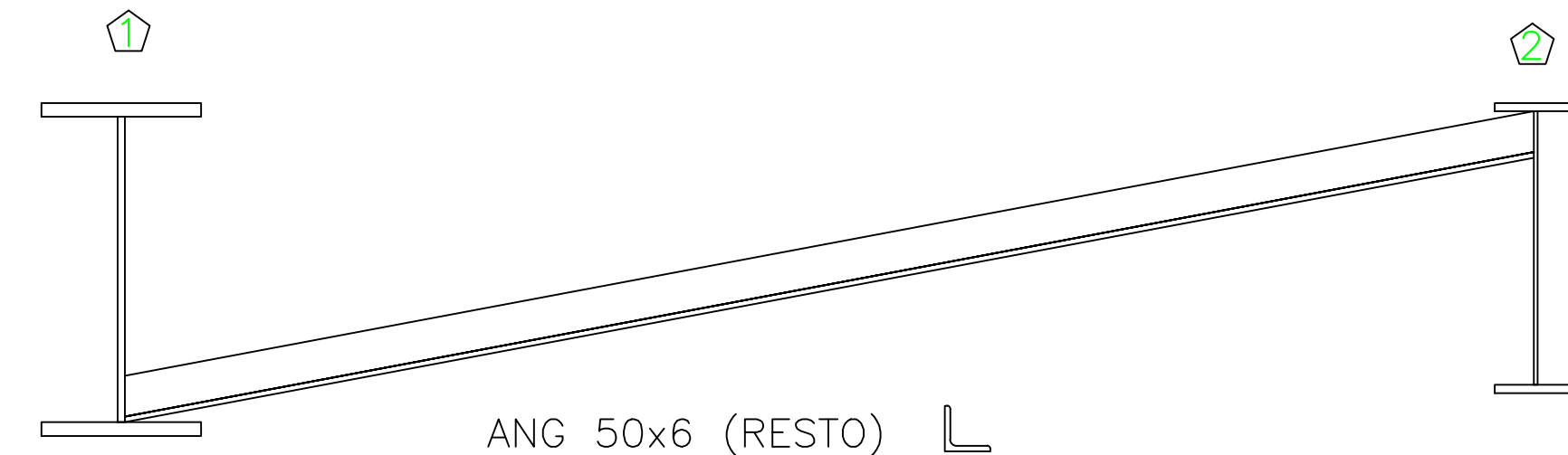
AREA DE LOSA DECK = 439.38m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 32.96m³
PESO DE M.E.S Ø4@150 = 580Kg

L(m)	PESO (Kg)
43.80	194.20

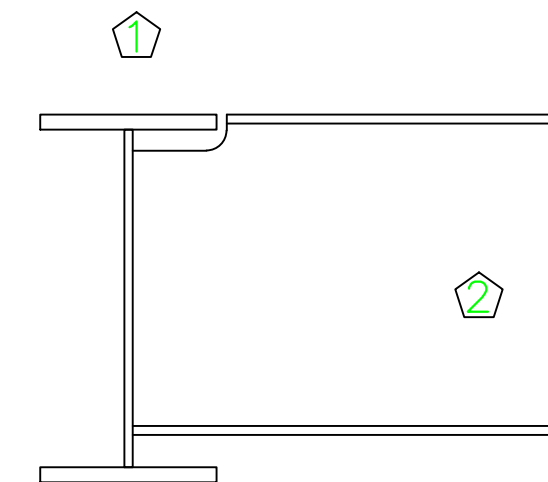
L(m)	PESO (Kg)
43.80	310.60



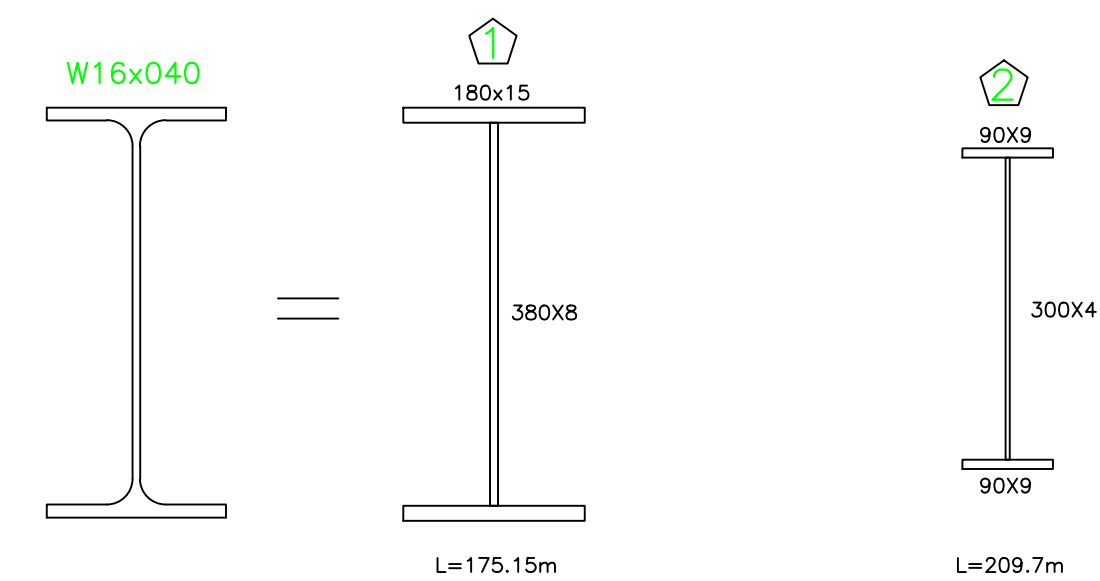
CORTE DE CORTA PANDEOS



CORTE DE CORTA PANDEOS



CORTE TIPO UNION VIGAS



PL(mm)	PESO (Kg)
15	7424.60
8	4179.80

PL(mm)	PES0 (Kg)
9	2666.75
4	1975.37

RESUMEN DE MATERIALES				
ACERO		HORMIGON		OTROS
ø (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO VOL (m3)	
8				
10			LOSA DECK 32.96	
12				
14				
16				
18				
20				
22				
25				
28				
32				

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

A.E. 10 LOSAS Y VIGAS TIPO

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

CONTIENE:
LOSA Y VIGAS Nv. +3.20; +6.40; +9.60;
+12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60

SEP	2011
LAMINA	4/5

ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMIGON $f'c$ =	210 Kg/cm ²
ACERO EN VARILLAS f_y =	4200 Kg/cm ²
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA f_y =	5000 Kg/cm ²
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES F_y =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

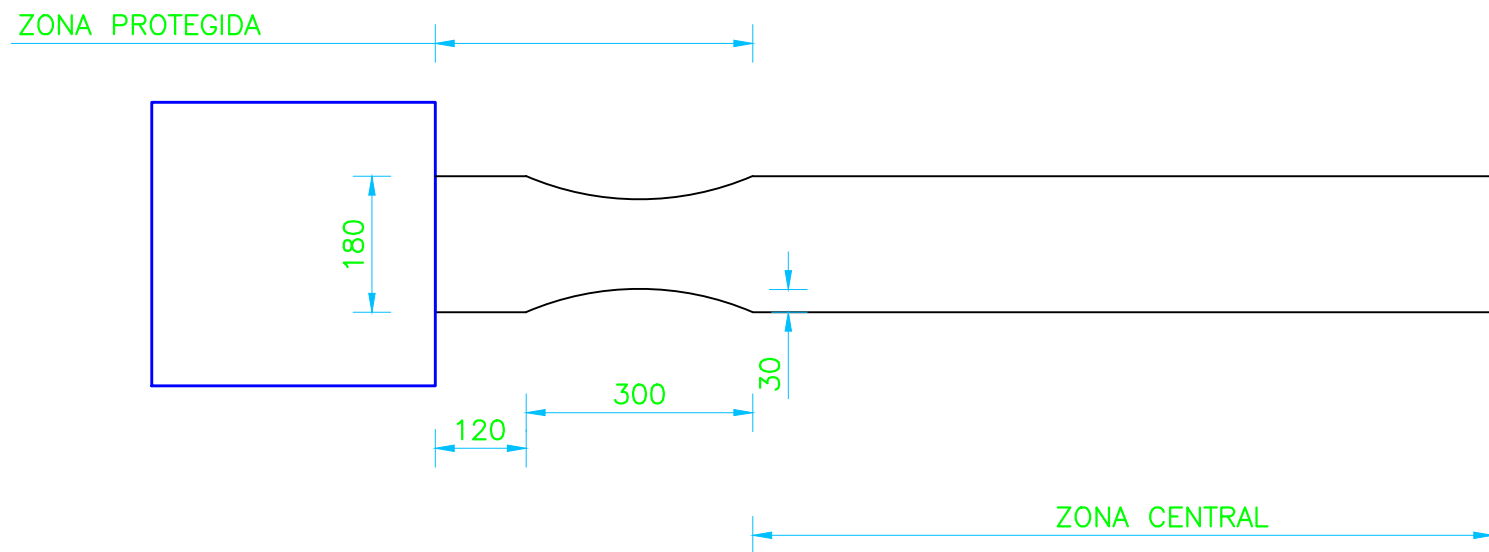
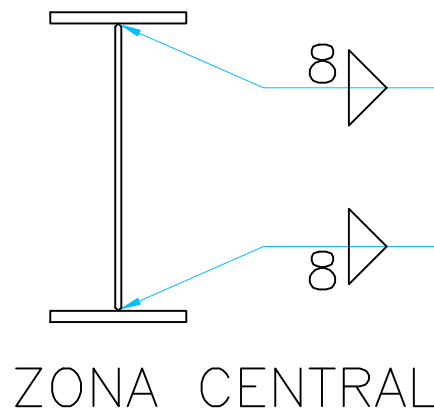
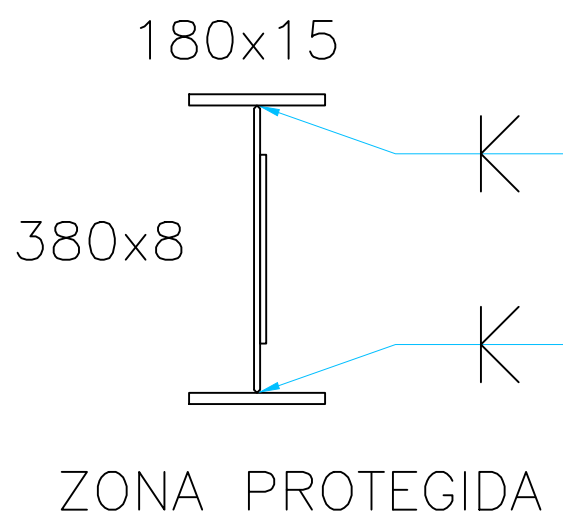
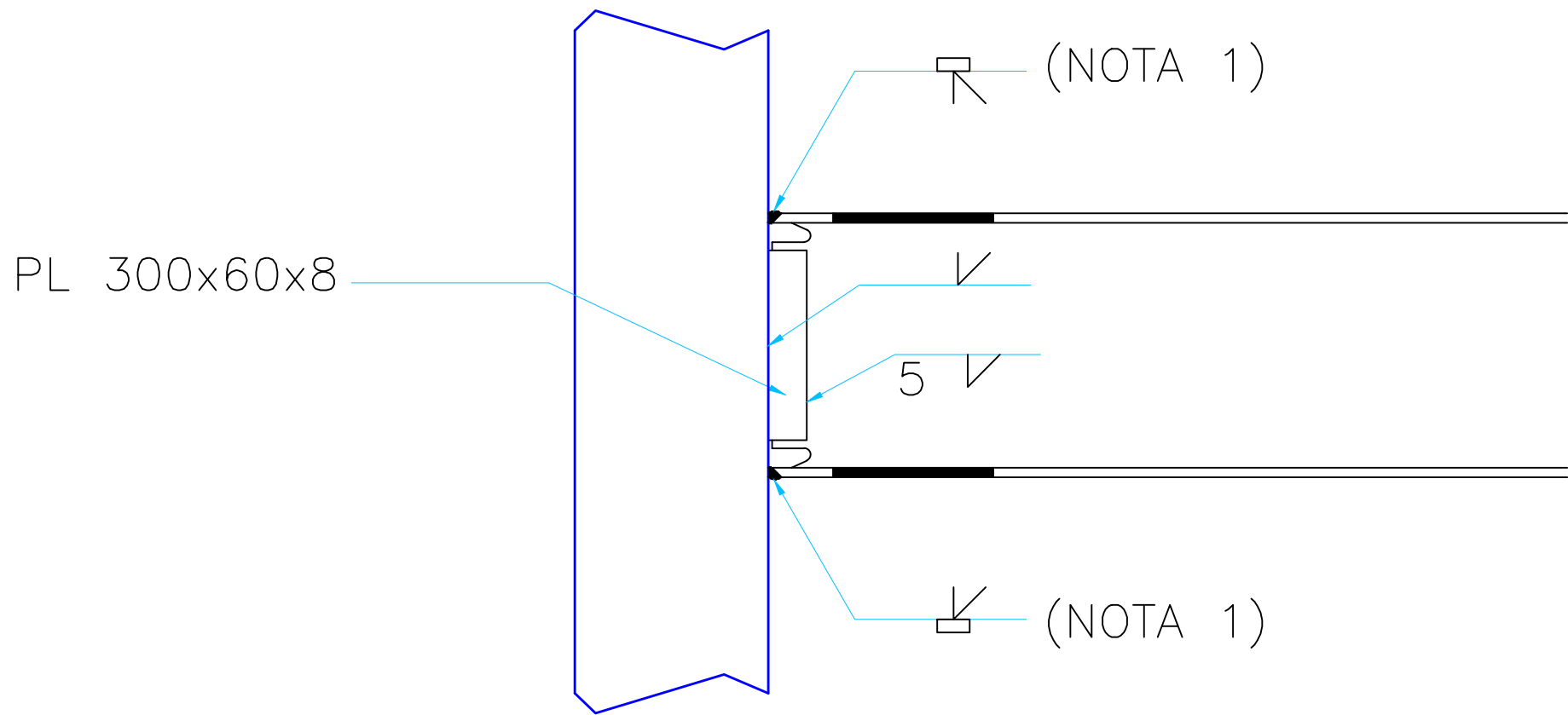
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

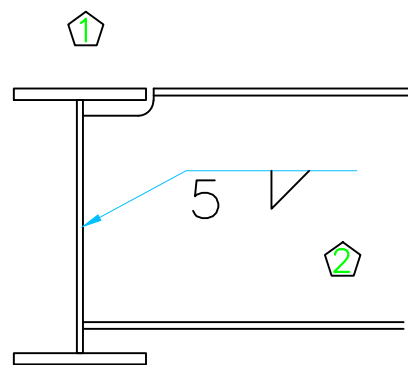
UNION SOLDADA VIGA COLUMNA

ESC 1:10



UNION SOLDADA VIGA PRINCIPAL VIGA SECUNDARIA

ESC 1:10



NOTA 1.- RETIRAR RESPALDO Y SOLDAR CON FILETE 10mm
- DETALLE PARA ACCESO DE SOLDADURA REFERIRSE
A AISC 341-05 FIG.11-1

NOTA 2.- ACERO PARA PLACAS A36 Gr36

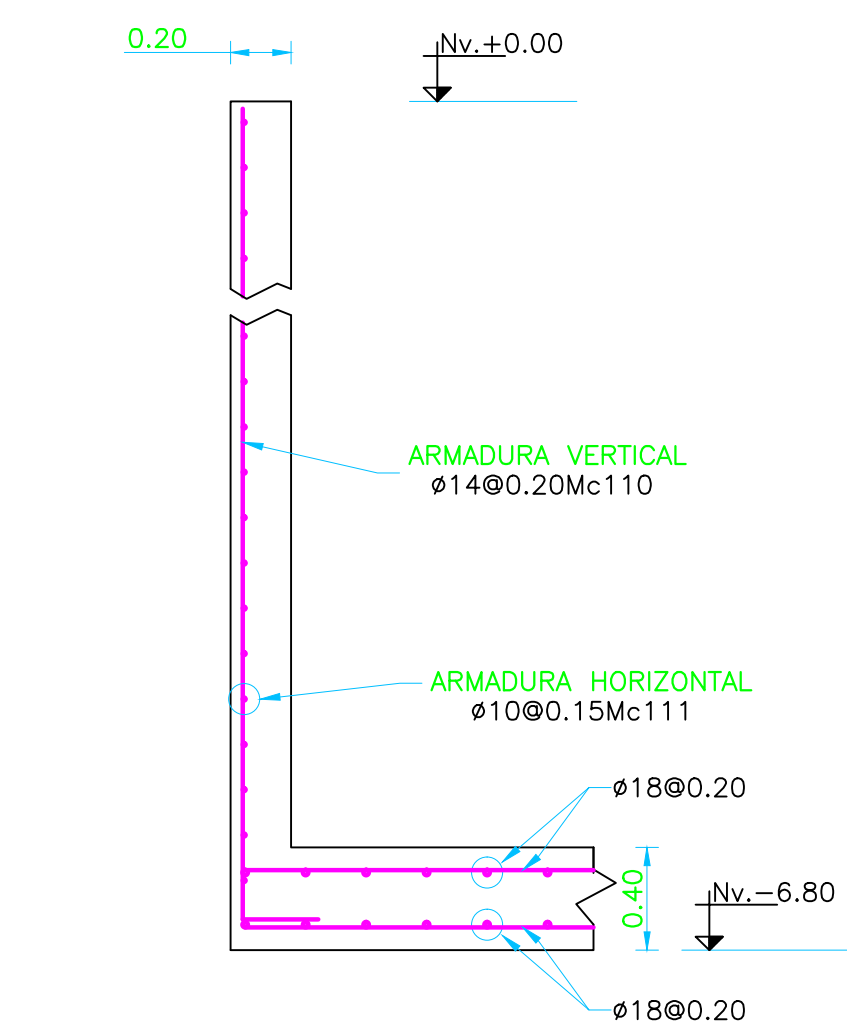
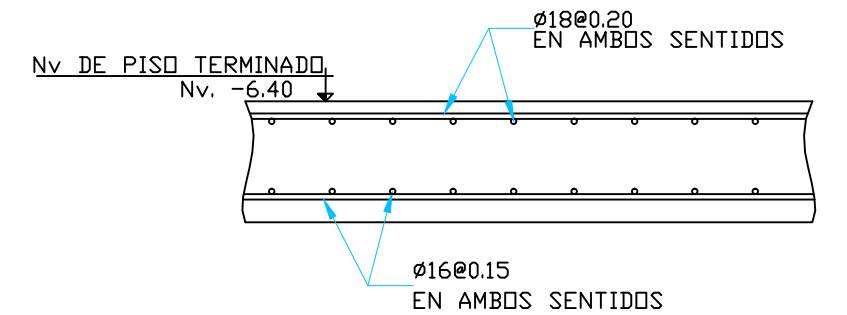
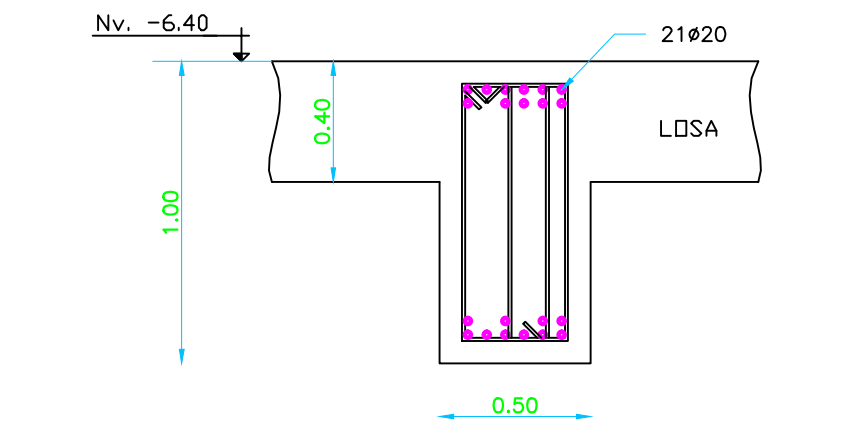
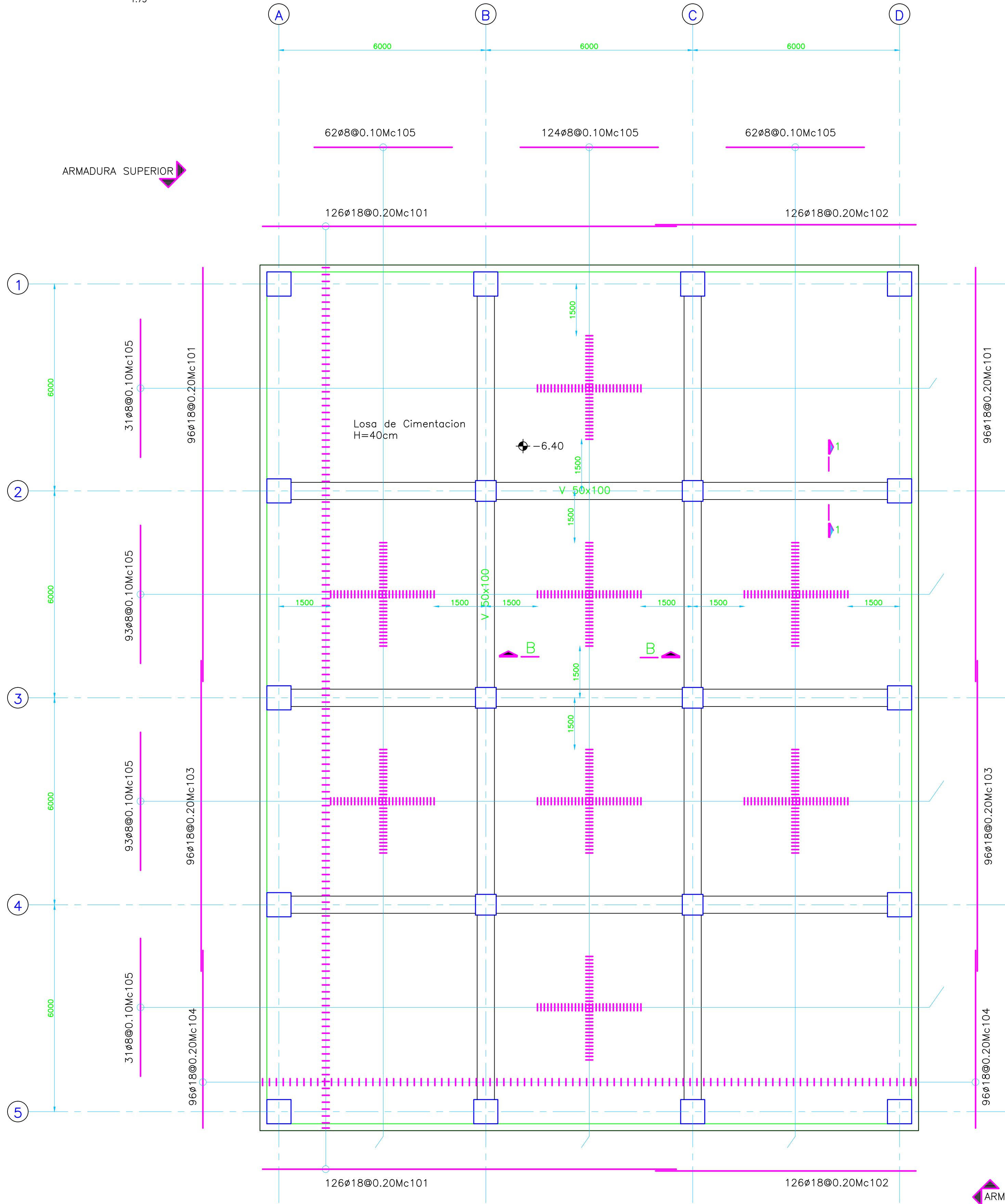
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR		
FACULTAD DE INGENIERIA		
ESCUELA DE CIVIL		
A.E. 10 DETALLES		
TITULO DE LA DISERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.		
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES		
ESCALAS : INDICADAS (1:20)		
CONTIENE:	UNIONES PRINCIPALES	SEP 2011
	LAMINA	5/5
ESPECIFICACIONES GENERALES HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2 ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2 ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2 MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A. ACERO EN PERFILES fy = N.A. ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A. PERNOS PARA UNIONES = N.A. PERNOS DE ANCLAJE = N.A.		
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)		
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)		
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001		
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)		

EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 15 PISOS

- **H.A.15 CIMENTACIÓN**
- **H.A. 15 VIGAS DE CIMENTACIÓN**
- **H.A. 15 COLUMNAS**
- **H.A. 15 LOSAS DE SUBSUELO**
- **H.A. 15 VIGAS DE SUBSUELO**
- **H.A. 15 LOSAS TIPO**
- **H.A. 15 VIGAS TIPO**

PLANTA DE CIMENTACION

Esc 1:75



DATOS DE SUELOS

CAPACIDAD ADMISIBLE	20 t/m2
COTA DE CIMENTACION	Nv.-6.40
TIPO DE CIMENTACION	Losa con vigas
REALIZADO POR:	P.U.C.E.

Mc	TIPO	ø (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL	TOTAL	
101	1	18	12.00				444	12.00	5328.00	
102	1	18	7.55				252	7.55	1902.60	
103	1	18	9.00				192	9.00	1728.00	
104	1	18	5.15				192	5.15	988.80	
105	1	8	4.00				496	4.00	1984.00	
110	1	14	7.00				442	7.00	3094.00	
111	1	10	12.00				350	12.00	4200.00	

RESUMEN DE MATERIALES

ACERO			HORMIGON		OTROS
ø (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8	1984.00	783.68	LOSA DE CIMENTACION	208	
10	4200.00	2591.40			
14	3094.00	3737.55	MUROS	120.22	
16					
18	9947.40	19874.91	VIGAS	27.38	
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

H.A. 15 CIMENTACION

TITULO DE LA DESERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

PLANTA DE CIMENTACION

SEP

2011

LAMINA

1/7

ESPECIFICACIONES GENERALES

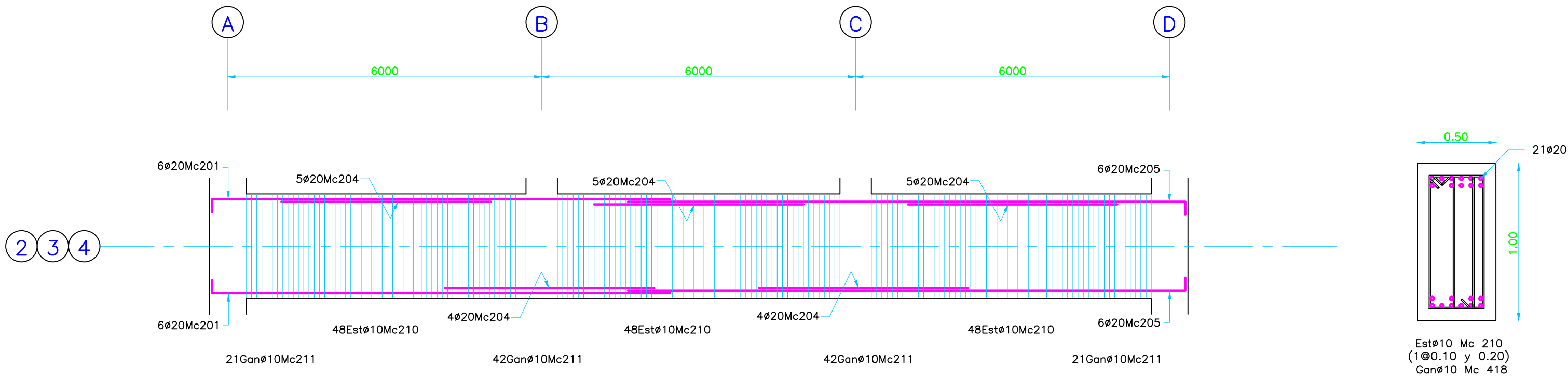
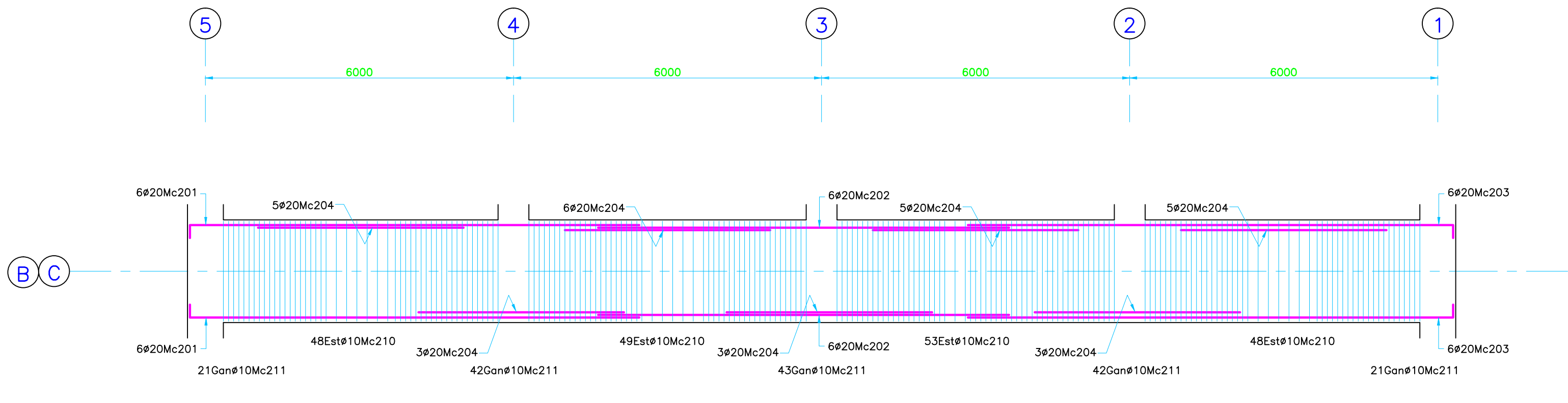
HORMIGON f'c =	350 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



Mc	TIPO	ø (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL	TOTAL	
201	2	20	8.75	0.25			80	9.00	540.00	
202	1	20	8.00				24	8.00	192.00	
203	1	20	9.45	0.25			24	9.45	226.80	
204	1	20	4.00				130	4.00	520.00	
205	2	20	10.65	0.25			36	10.90	392.40	
210	5	10	0.35	0.85	0.08		828	2.56	2119.68	
211	4	10	0.85	0.10	0.08		716	1.03	737.48	

RESUMEN DE MATERIALES

ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8					
10	2857.16	1762.87			
12					
14					
16					
18					
20	1871.20	4614.38			
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

H.A. 15 VIGAS DE CIMENTACION

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

VIGAS DE CIMENTACION

SEP

2011

LAMINA

2/7

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f'c = 350 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.
ACERO EN PERFILES fy = N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.
PERNOS PARA UNIONES = N.A.
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.

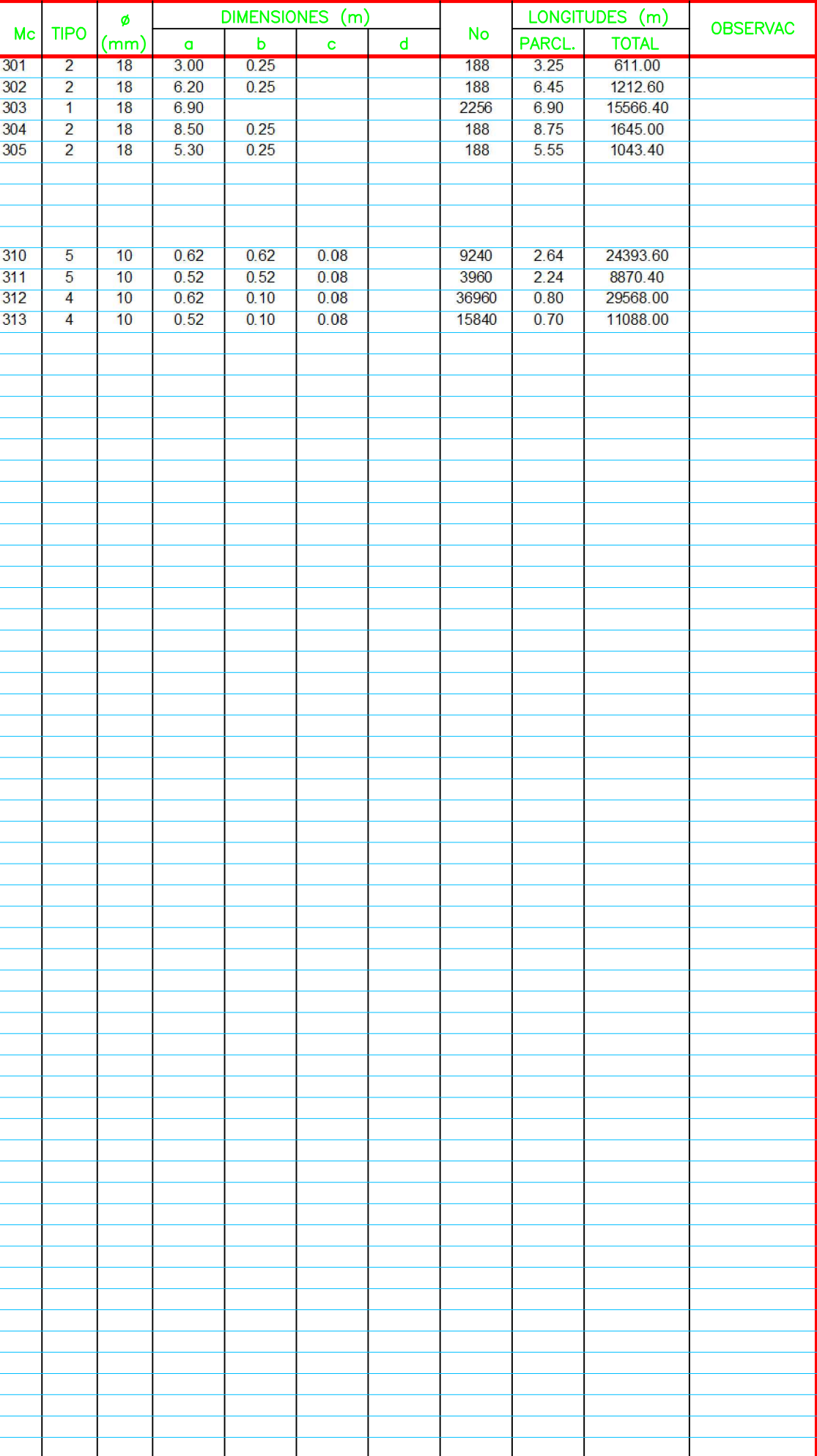
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

Nv. CIMENTACION



ACERO		HORMIGON		OTROS
(mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	
8				
10	73920.00	45608.64	COLUMNAS	442.00
12				
14				
16	20078.40	40116.64		
18				
20				
22				
25				
28				
32				

H.A. 15 COLUMNAS

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

COLUMNAS

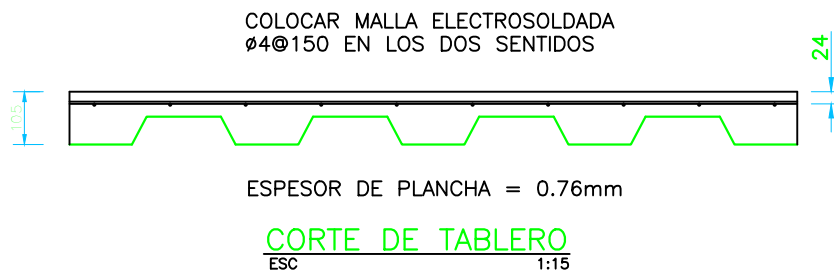
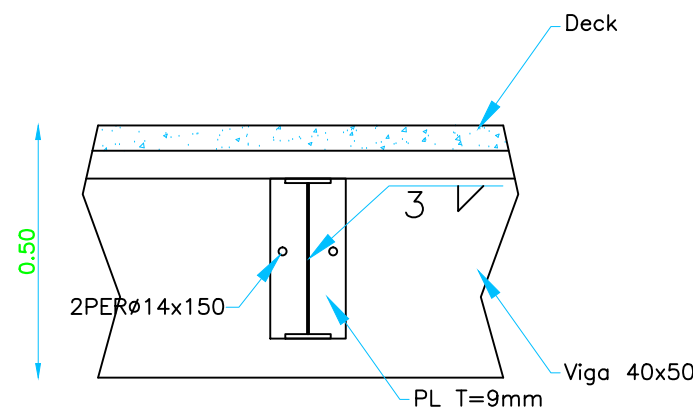
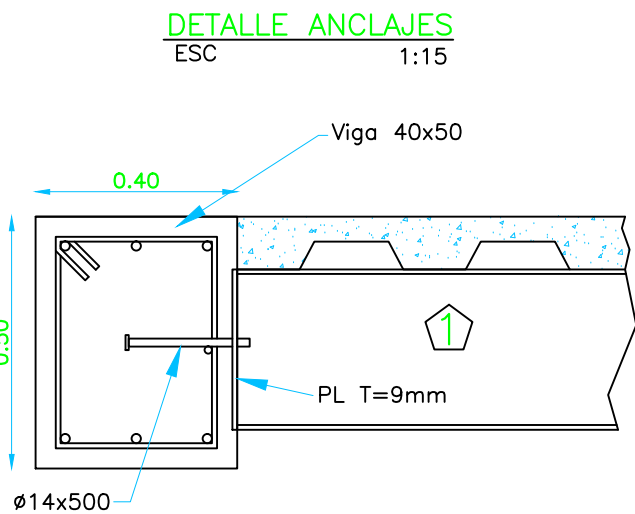
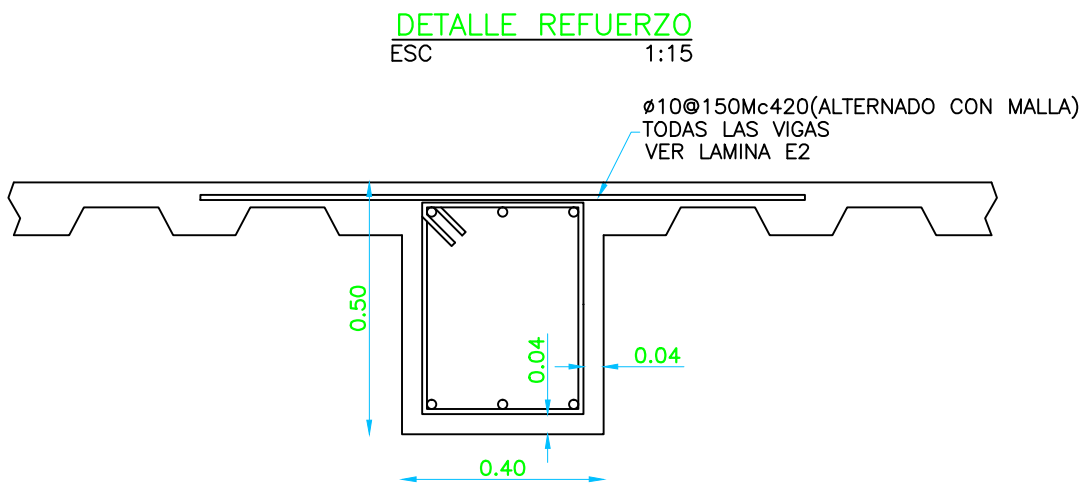
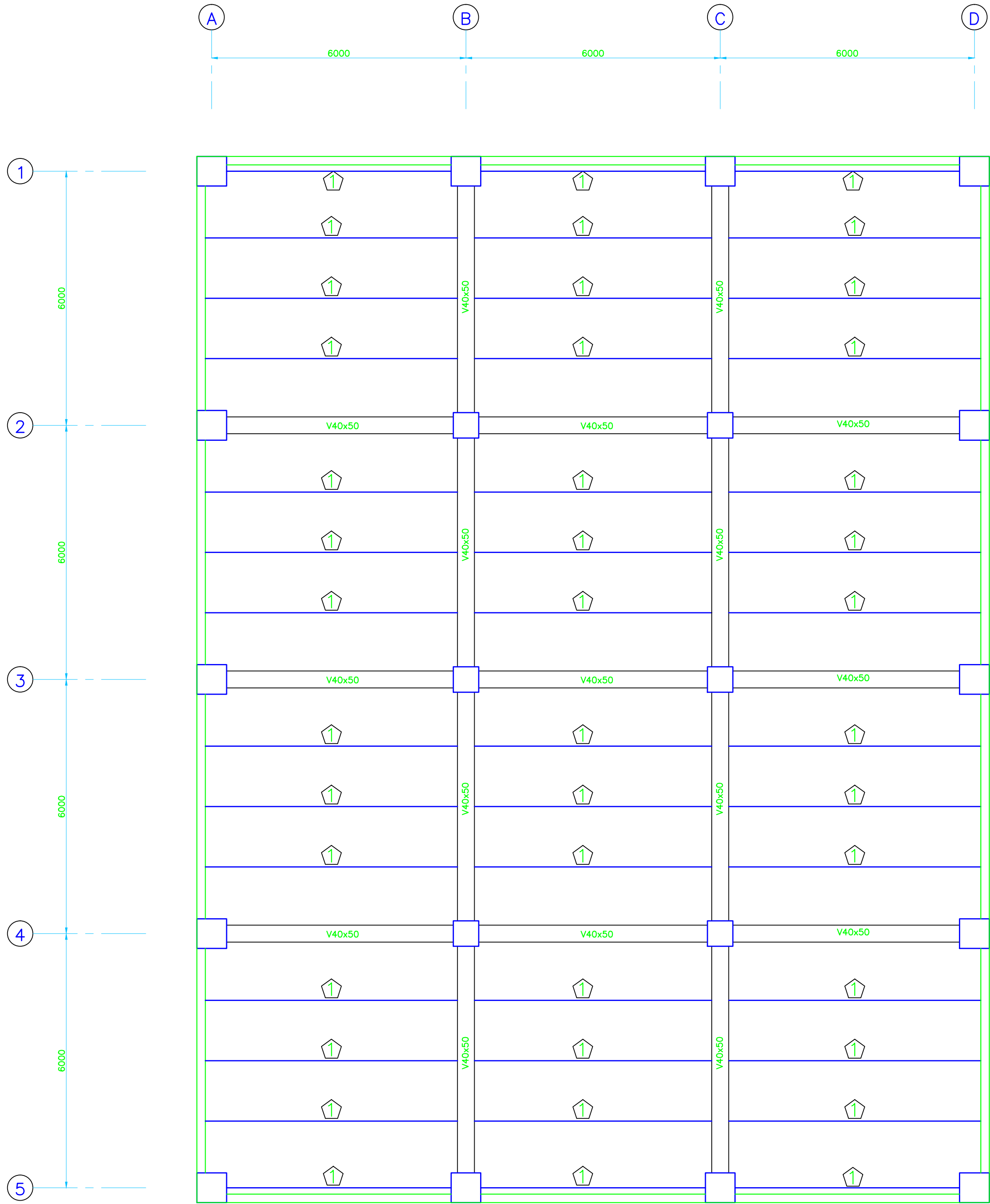
HORMIGON f'c =	350 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
 REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
 AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT
 FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

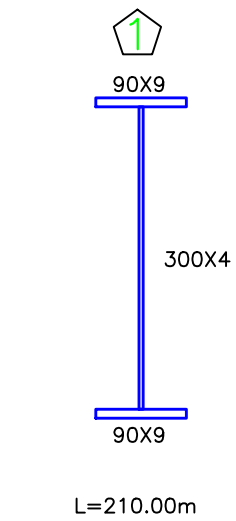
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

LOSA Nv. -6.40; 0.00
ESC 1:75



AREA DE LOSA DECK = 375.54m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 28.17m³
PESO DE M.E.S. #4@150 = 500.61Kg



PL(mm)	PESO (Kg)
9	2670.57
4	1978.20

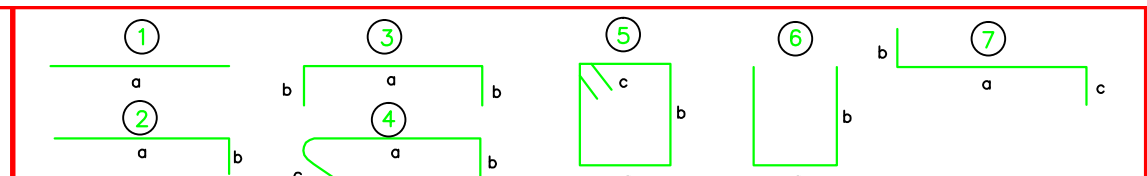
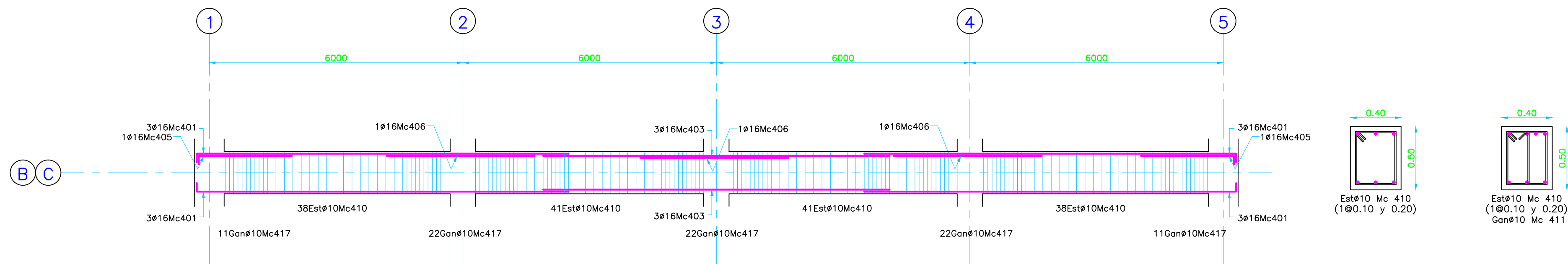
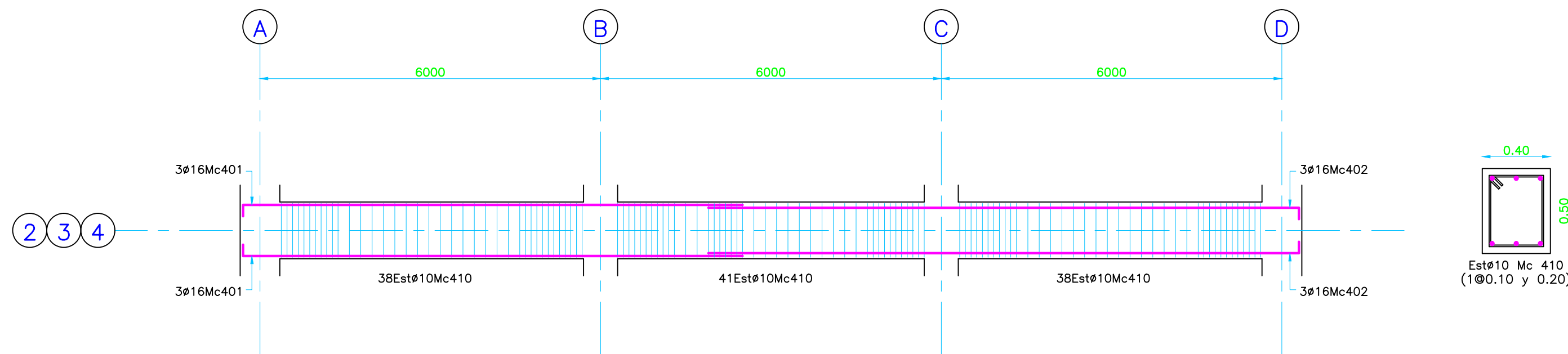
RESUMEN DE MATERIALES					
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8			VIGAS	18.25	
10					
12			LOSA DECK	30.15	
14					
16					
18					
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESCUELA DE CIVIL	
H.A. 15 LOSAS DE SUBSUELO	
TITULO DE LA DISERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.	
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES	
ESCALAS : INDICADAS (1:75)	

CONTIENE:	LOSA Nv. -6.40; 0.00	SEP	2011
		LAMINA	4/7

ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMIGON f'c =	350 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)	
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)	
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001	
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)	

VIGAS Nv. -6.40; 0.00
ESC 1:75

[illegible]

RESUMEN DE MATERIALES

ACERO			HORMIGON		OTROS
φ (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m.3)	
8					
10	1199.48	740.08			
12					
14					
16	697.80	1101.13			
18					
20					
22					
25					
28					
30					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

H.A. 15 VIGAS DE SUBSUELO

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

VIGAS Nv. -6.40; 0.00

SEP

LAMINA

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON f'c =	350 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

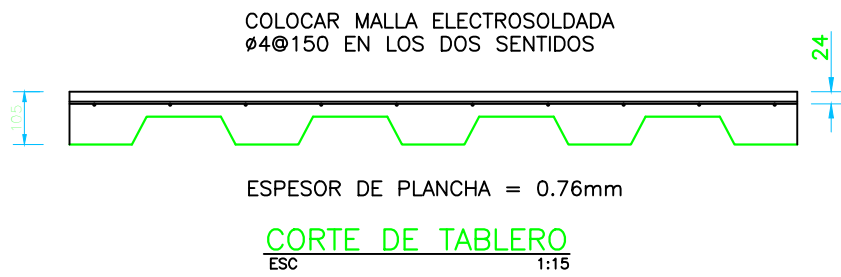
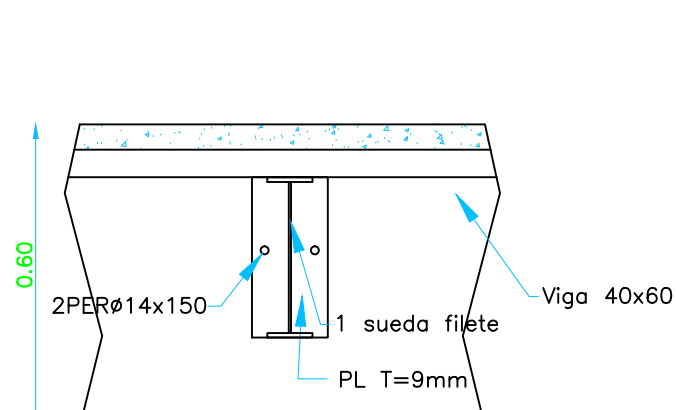
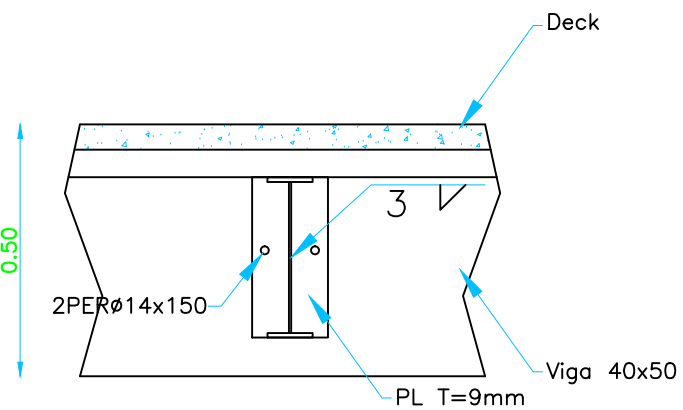
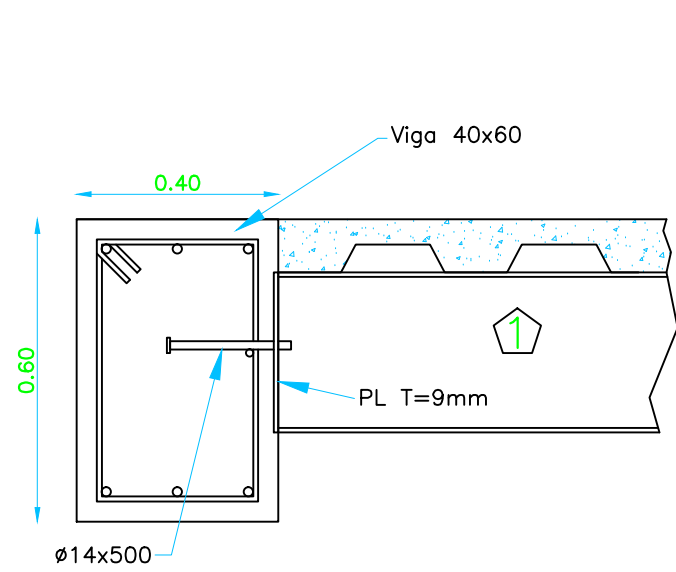
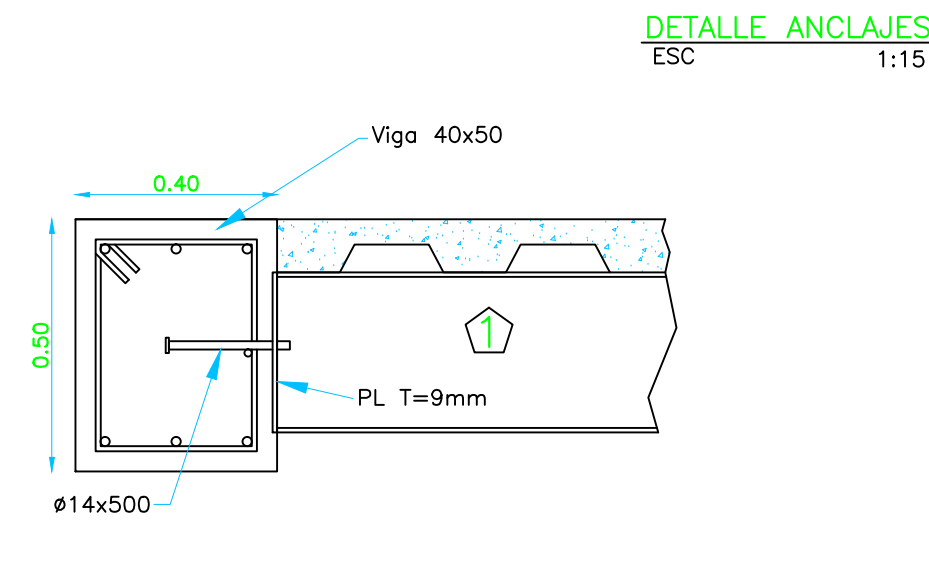
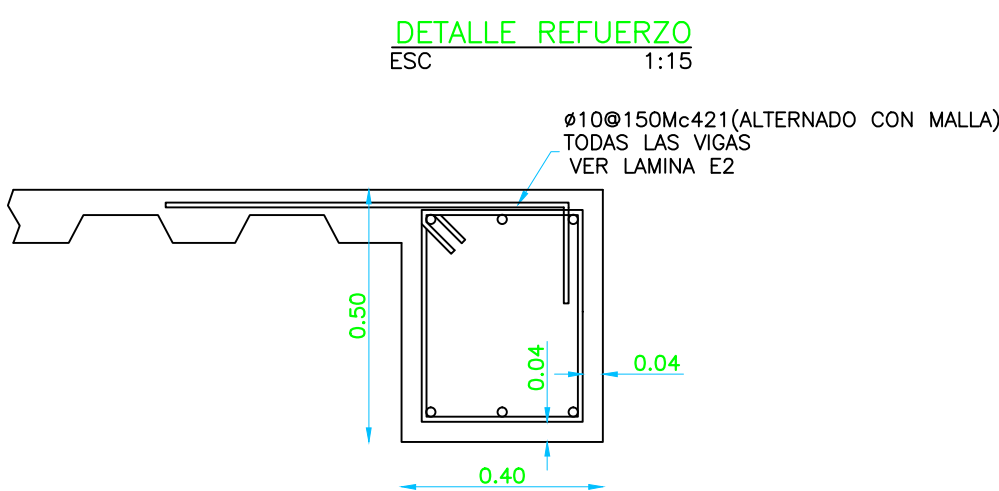
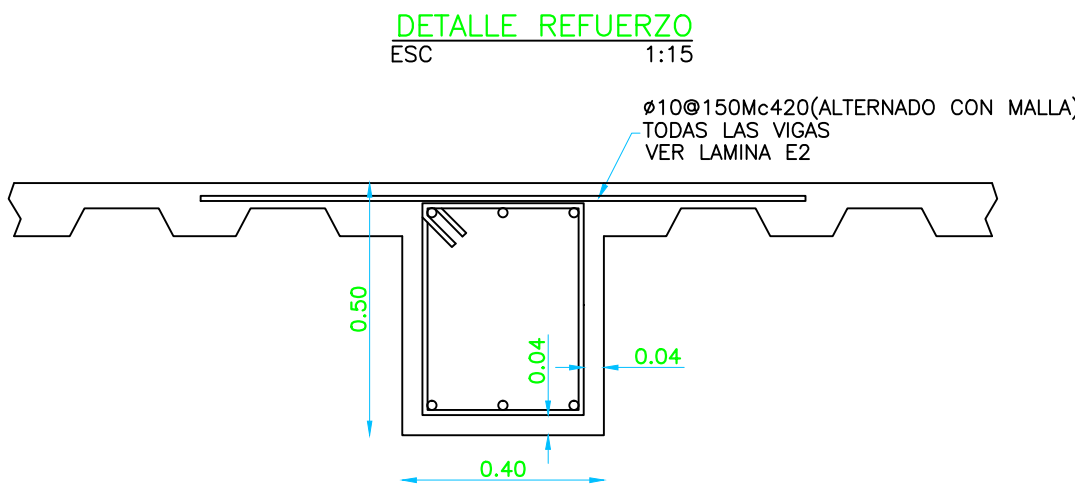
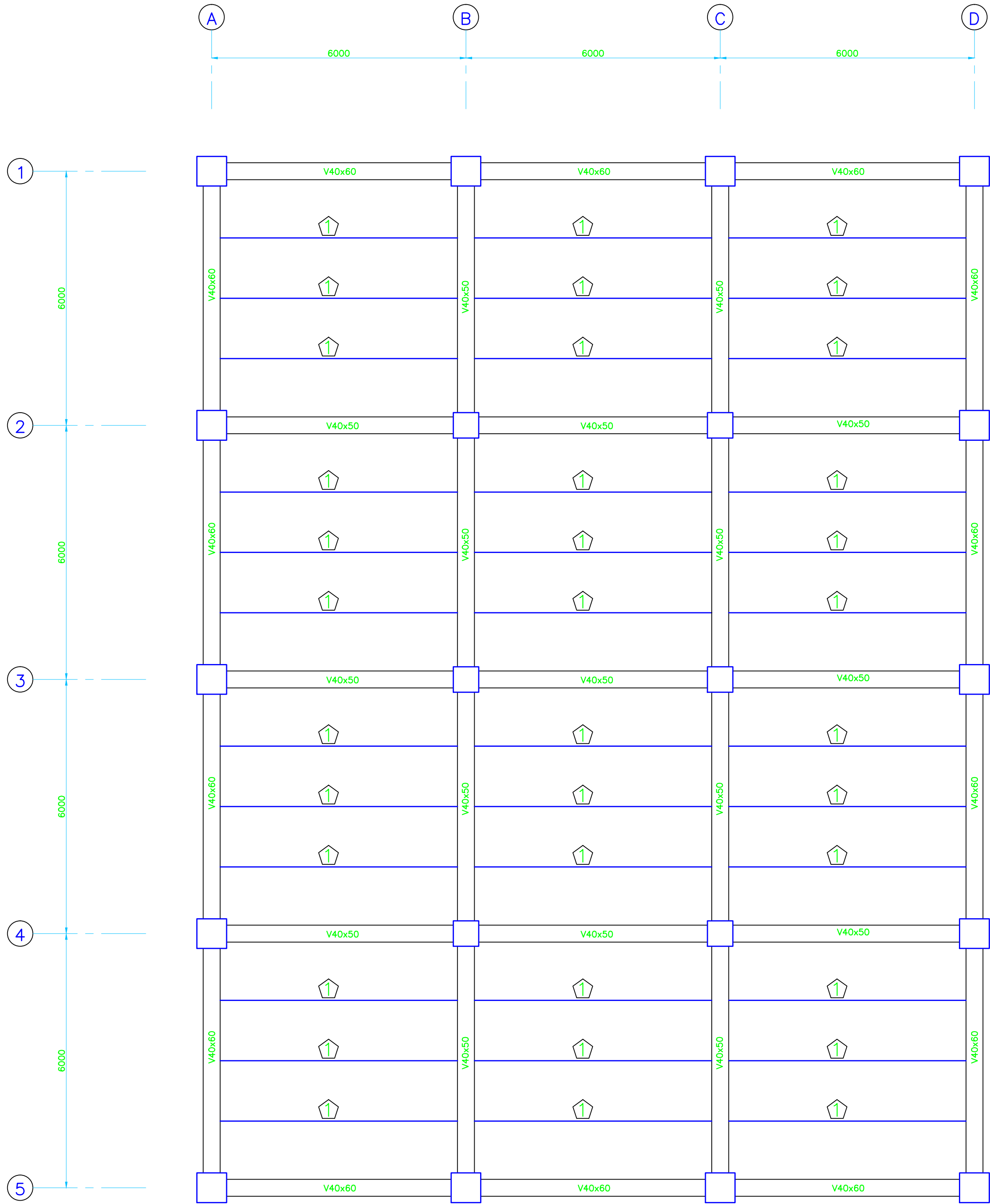
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:

- AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
- AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
- AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

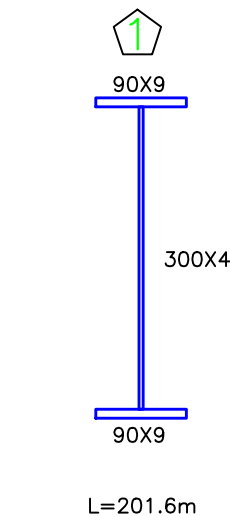
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

LOSA Nv. +3.20; +6.40; +9.60; +12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60; +28.80; +32.00; +35.20; +38.40; +41.60
ESC 1:75



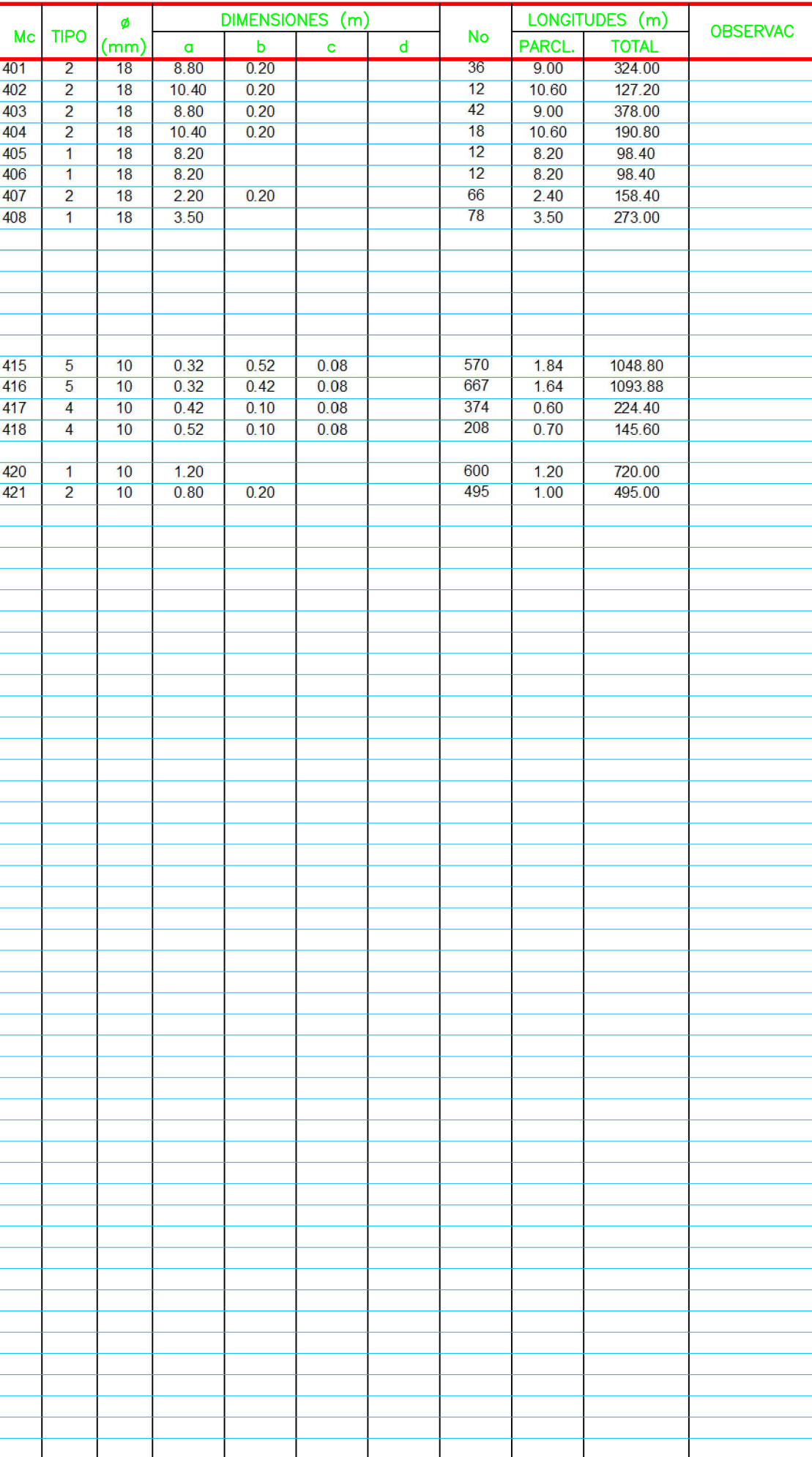
AREA DE LOSA DECK = 375.54m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 28.17m³
PESO DE M.E.S #4@150 = 500.61Kg



PL(mm)	PESO (Kg)
9	2563.75
4	1899.07

RESUMEN DE MATERIALES					
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8			VIGAS	36.07	
10					
12			LOSA DECK	28.17	
14					
16					
18					
20					
22					
25					
28					
32					
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR					
FACULTAD DE INGENIERIA					
ESCUELA DE CIVIL					
H.A. 15 LOSAS TIPO					
TITULO DE LA DISERTACION : DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.					
INTEGRANTES : JUAN FRANCISCO SALAZAR MIGUEL TORRES					
ESCALAS : INDICADAS (1:75)					
CONTIENE:					
LOSA Nv. +3.20; +6.40; +9.60; +12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60; +28.80; +32.00; +35.20; +38.40; +41.60				SEP	2011
				LAMINA	6/7
ESPECIFICACIONES GENERALES HORMIGON f'c = 350 Kg/cm2 ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2 ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2 MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A. ACERO EN PERFILES fy = N.A. ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A. PERNOS PARA UNIONES = N.A. PERNOS DE ANCLAJE = N.A.					
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)					
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS: AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS) AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)					
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001					
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO: ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)					

1:75



ACERO		HORMIGON		OTROS
(mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	
8				
10	3727.68	2299.98		
12				
14				
16	1648.20	3293.10		
18				
20				
22				
25				
28				
32				

H.A. 15 VIGAS TIPO

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

AMINA 7/7

HORMIGON f'c =	350 Kg/cm2
ACERO EN VARRILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES Fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CÓDIGOS:
 AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
 AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

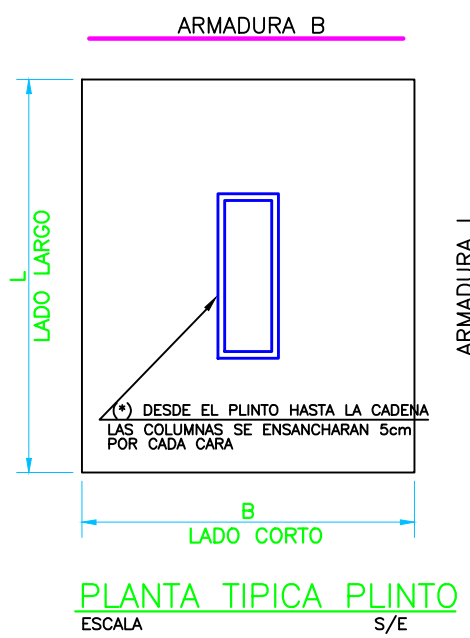
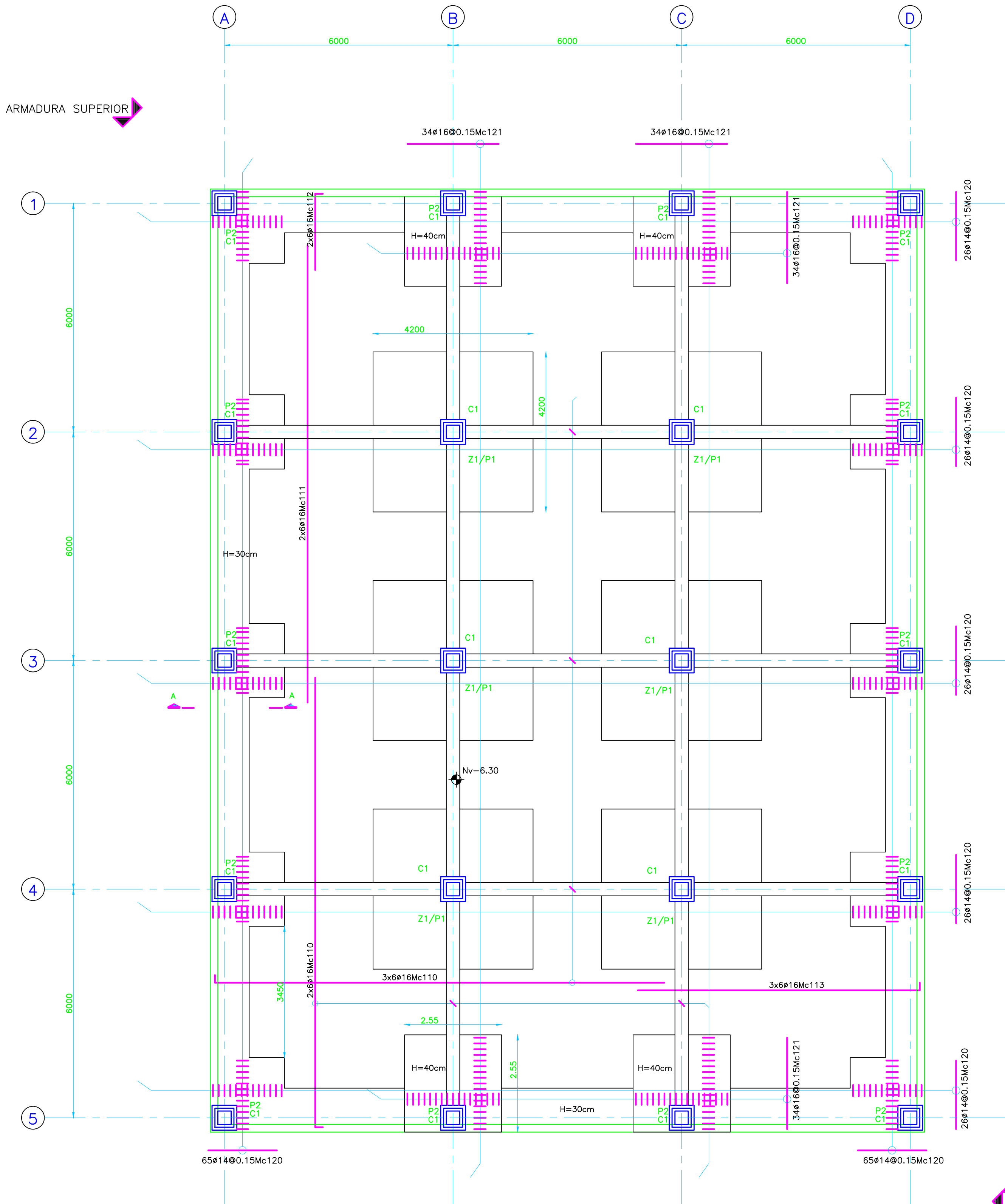


EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL DE 15 PISOS

- **A.E. 15 CIMENTACIÓN**
- **A.E. 15 PEDESTAL Y COLUMNAS**
- **A.E. 15 LOSAS Y VIGAS DE SUBSUELO**
- **A.E. 15 LOSAS Y VIGAS TIPO**
- **A.E. 15 DETALLES**

PLANTA DE CIMENTACION

ESC 1:75

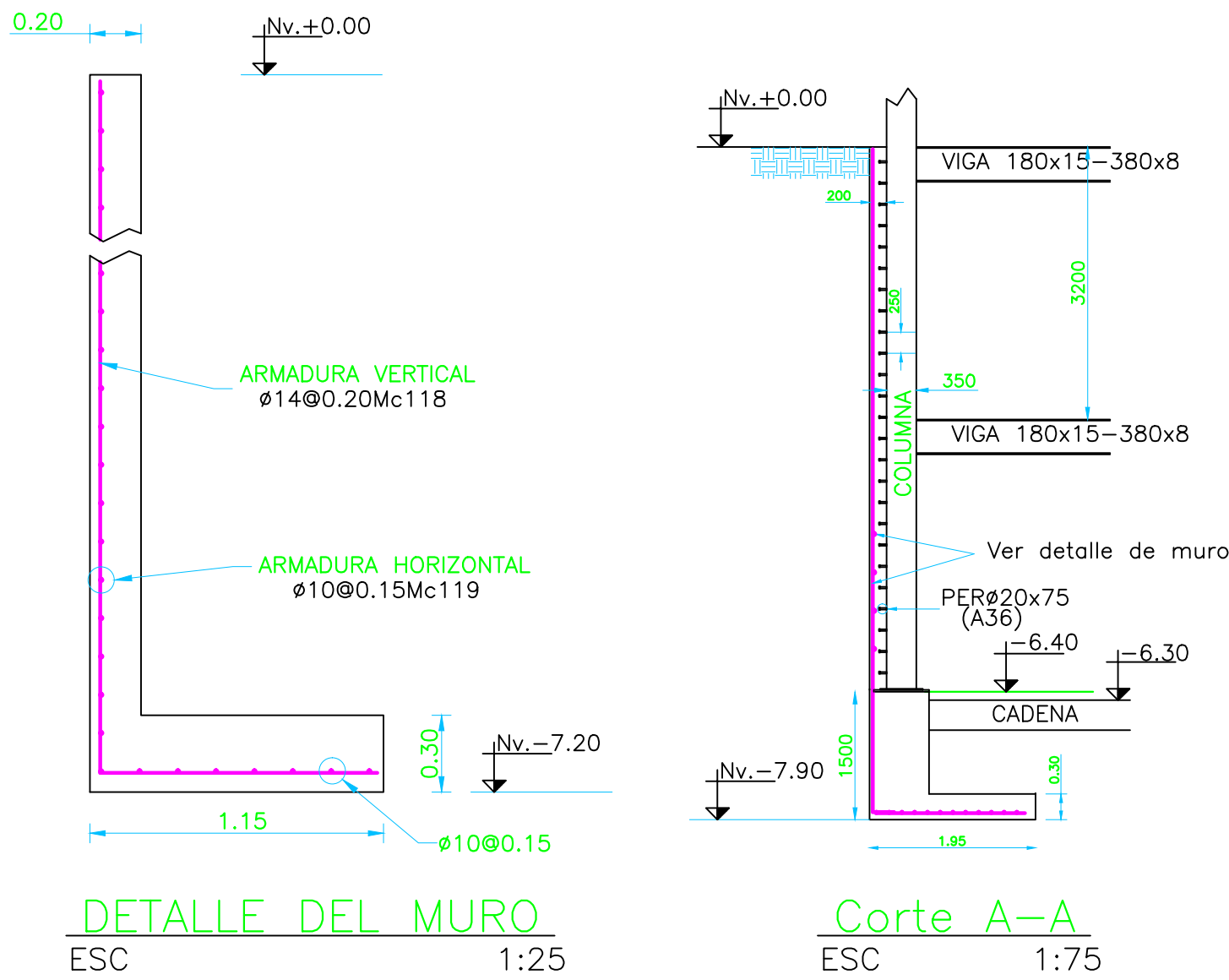
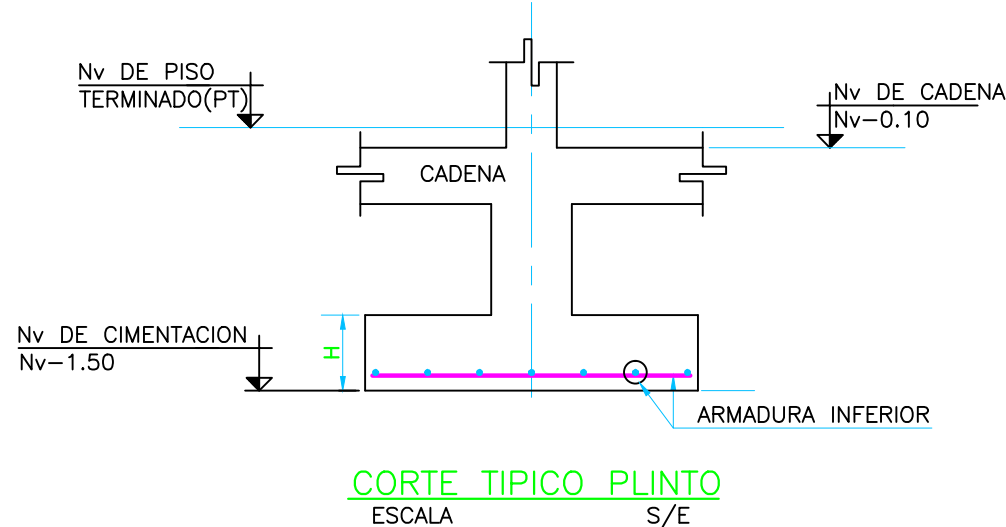


CUADRO DE PLINTOS

PLINTO TIPO	DIMENSIONES			ARMADURA INFERIOR		ARMADURA SUPERIOR		NUMERO
	L (m)	B (m)	H (m)	PARALELA A L	PARALELA A B	PARALELA A L	PARALELA A B	
Z1	4.20	4.20	0.80	28#22Mc101(@0.15)	28#22Mc101(@0.15)	21#18Mc102(@0.20)	21#18Mc102(@0.20)	6

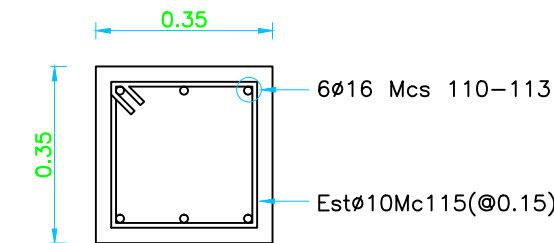
NOMENCLATURA

ZAPATA TIPO PEDESTAL TIPO
Z1/P1



DATOS DE SUELOS

CAPACIDAD ADMISIBLE	20 t/m2
COTA DE CIMENTACION	Nv.-1.50
TIPO DE CIMENTACION	PLINTOS AISLADOS
REALIZADO POR:	GEOSUELOS



DETALLE DE CADENAS

ESC 1:15

Mc	TIPO	φ (mm)	DIMENSIONES (m)				No	LONGITUDES (m)		OBSERVAC
			a	b	c	d		PARCL.	TOTAL	
101	1	22	4.05				336	4.05	1360.80	
102	1	18	4.05				252	4.05	1020.60	
110	2	16	11.80	0.20			30	12.00	360.00	
111	1	16	12.00				12	12.00	144.00	
112	2	16	2.00	0.20			12	2.20	26.40	
113	2	16	7.40	0.20			18	7.60	136.80	
115	5	10	0.30	0.30	0.06		612	1.36	832.32	
118	2	14	7.10	1.00			435	8.10	3523.50	
119	1	10	12.00				418	12.00	5016.00	
120	1	14	1.80				260	1.80	468.00	
121	1	16	2.40				136	2.40	326.40	

RESUMEN DE MATERIALES

φ (mm)	ACERO		HORMIGON		OTROS
	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m3)	
8	5848.32	3608.41	PLINTOS	94.70	
10	3991.50	4821.73	MUROS	155.25	
12	993.60	1567.90	CADENAS	11.25	
14	1020.60	2039.16			
16	1360.80	4060.63			
18					
20					
22					
24					
26					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL

A.E. 15 CIMENTACION

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:75)

CONTIENE:

PLANTA DE CIMENTACION

SEP 2011

LAMINA 1/5

ESPECIFICACIONES GENERALES

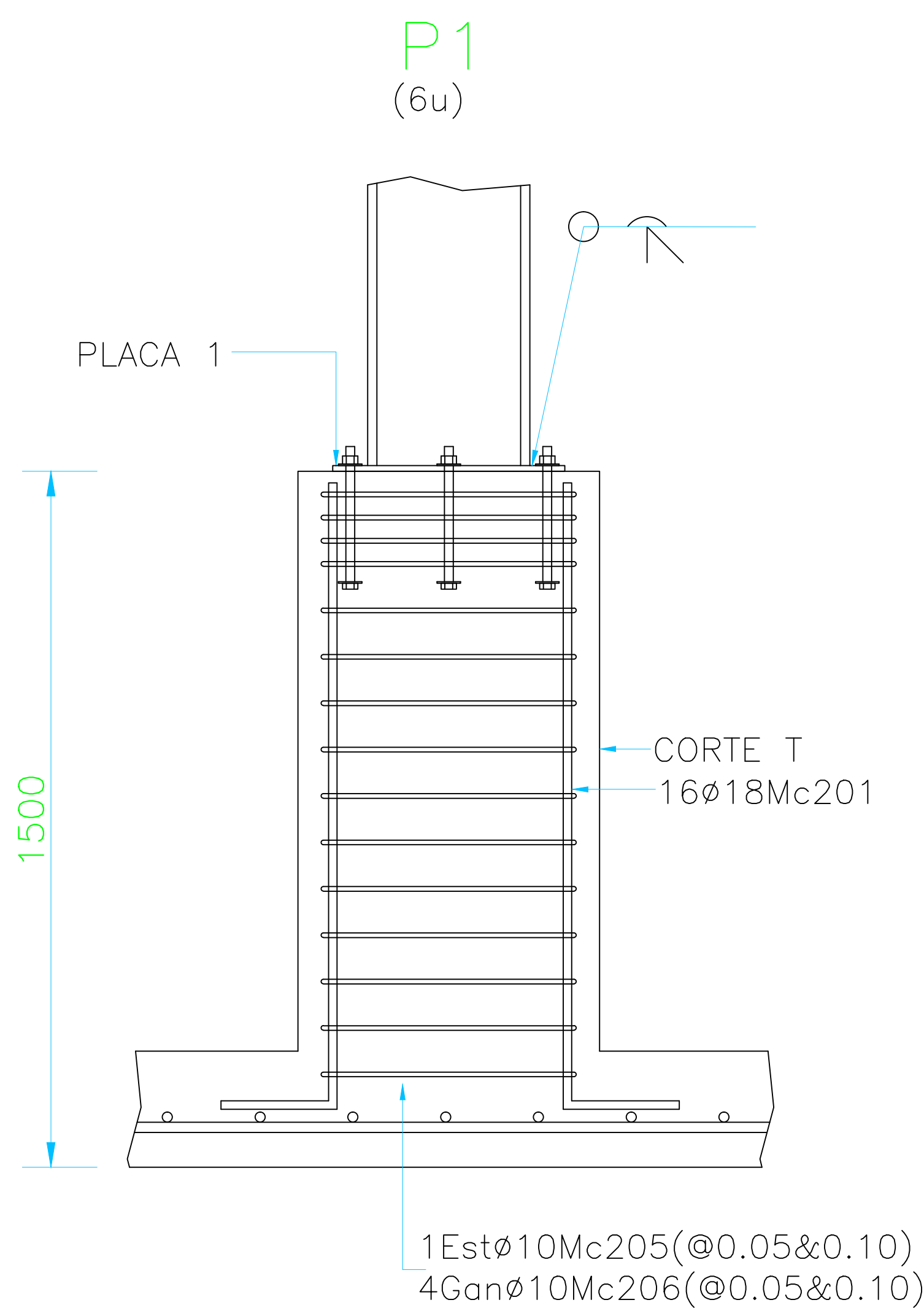
HORMIGON f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO
ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT
FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS
EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON
EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA
CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



Technical drawing of a reinforced concrete slab (Corte T) showing dimensions and reinforcement details.

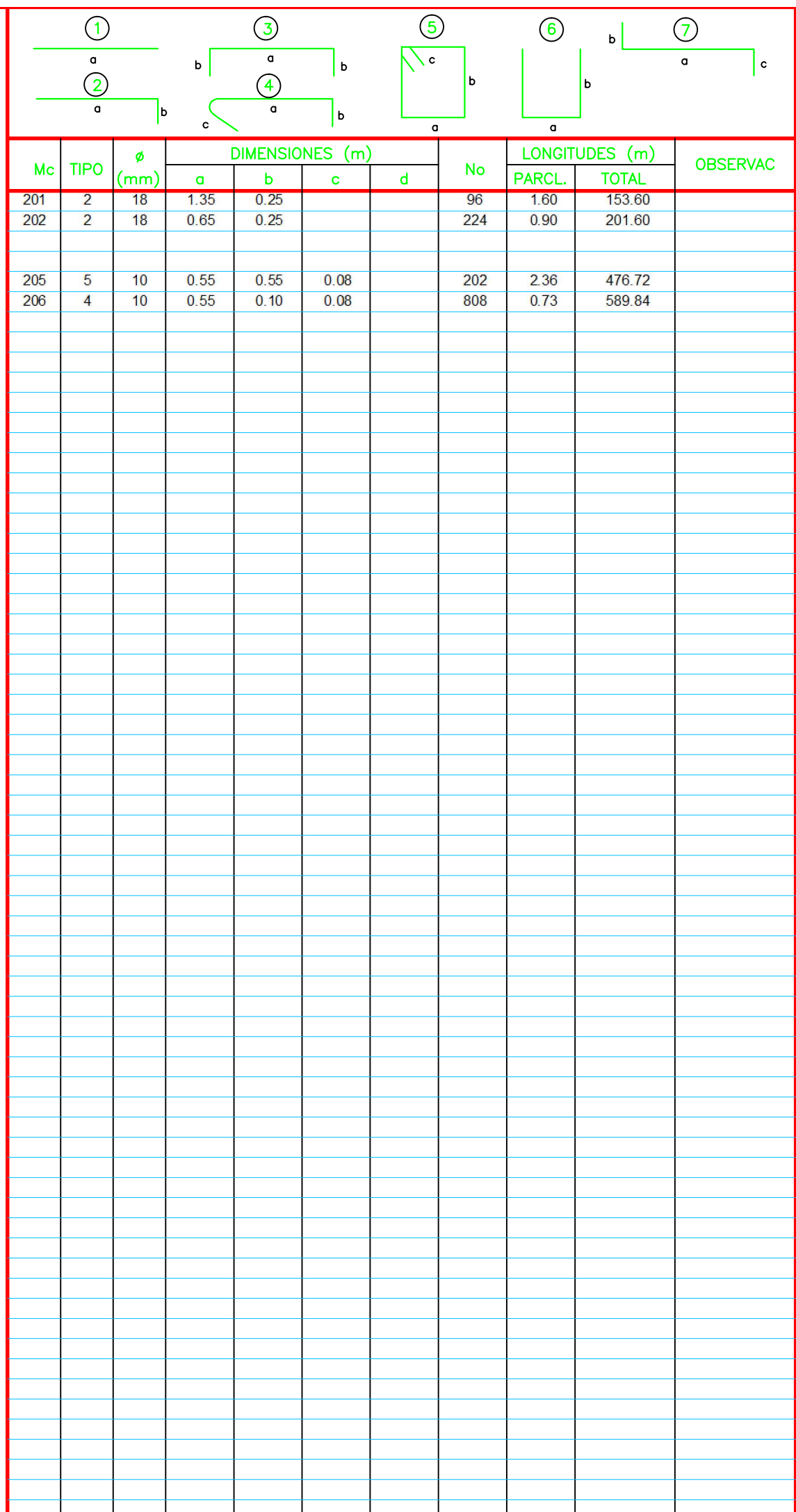
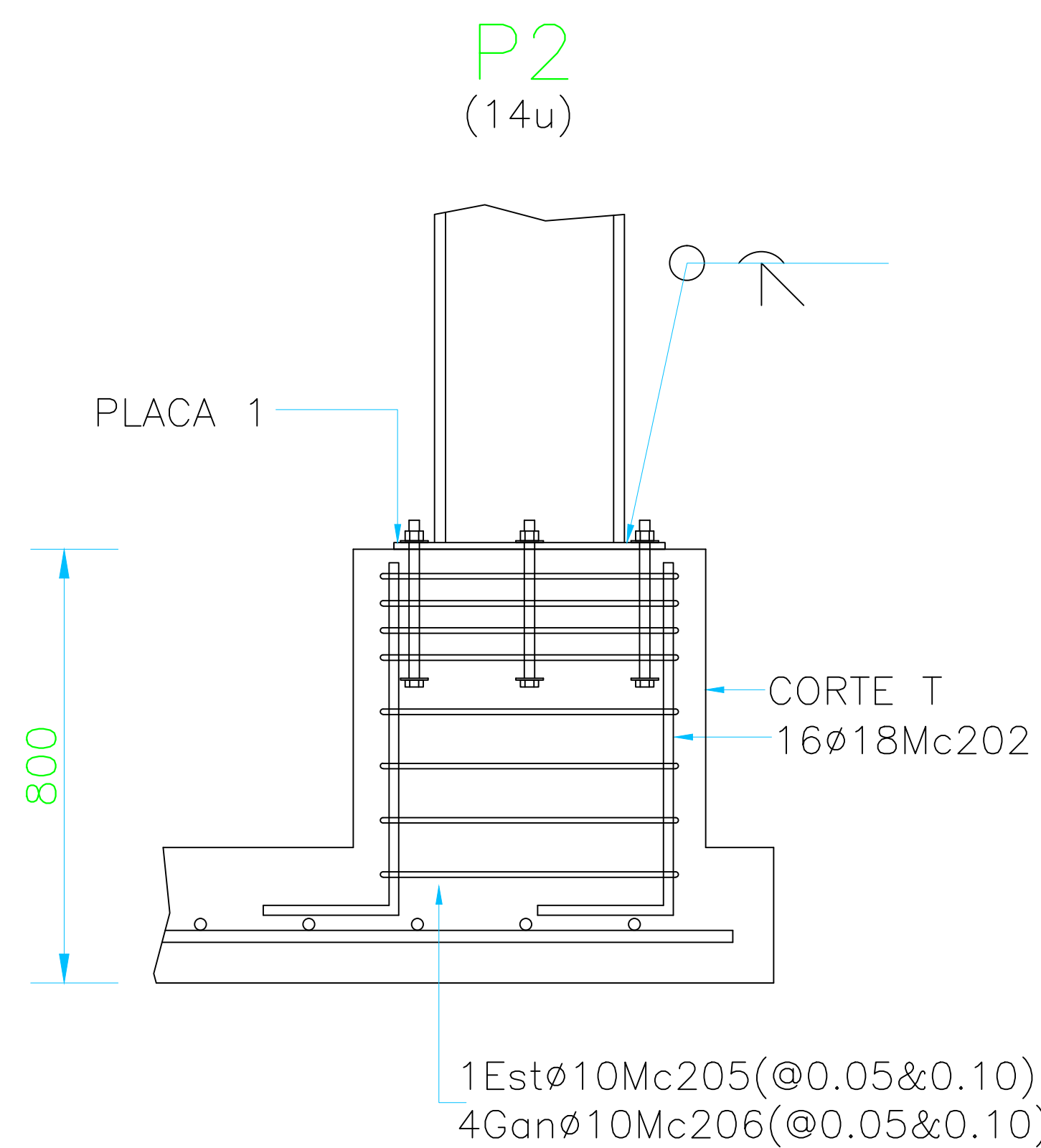
Dimensions:

- Overall width: 650
- Overall height: 650

Reinforcement details:

- Top reinforcement: 1 Estø10Mc205 (@0.05&0.10)
- Bottom reinforcement: 4 Ganø10Mc206 (@0.05&0.10)

CORTE T



RESUMEN DE MATERIALES					
	ACERO		HORMIGON		OTROS
ϕ (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)	ELEMENTO	VOL (m ³)	
8					
10	1066.56	658.07	PEDESTALES	5.75	PLACA 12mm = 471 Kg
12					
14					
16					
18	355.20	709.69			PERNO 3/4 = 180u
20					
22					
25					
28					
32					

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE CIVIL
A.E. 15 PEDESTAL Y COLUMNAS

TÍTULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.
INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES
ESCALAS : INDICADAS (1:15)

CONTIENE: PLANTA DE CIMENTACION	SEP	2011
	LAMINA	2/5

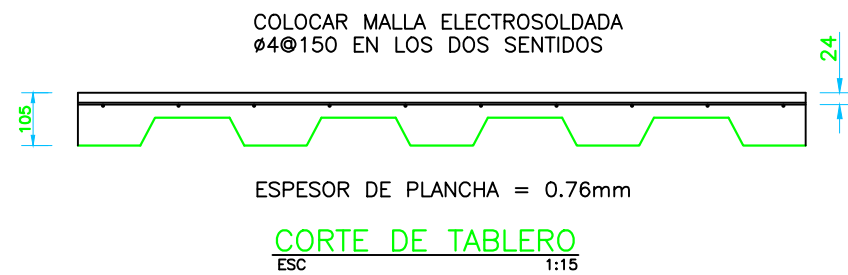
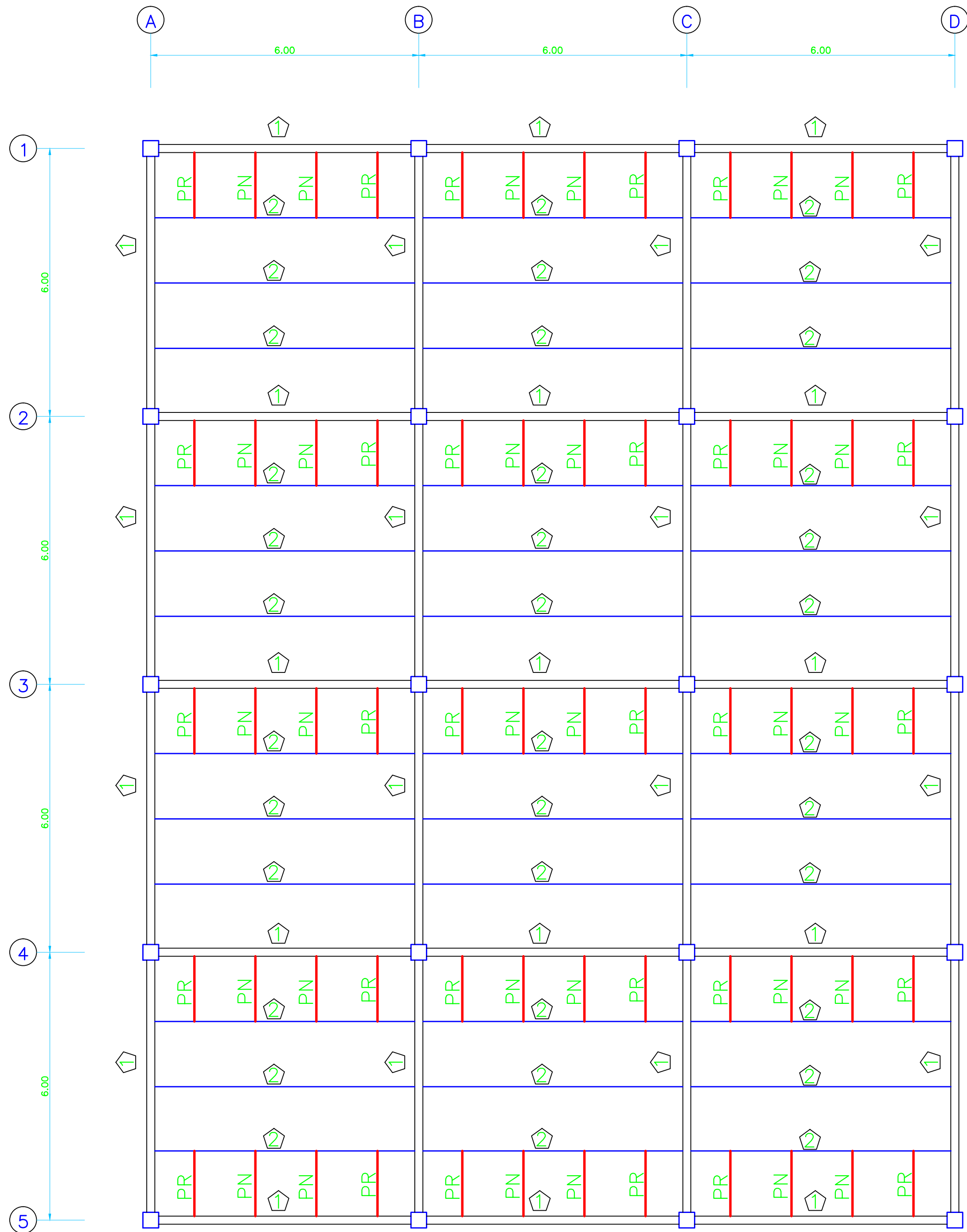
ESPECIFICACIONES GENERALES	
HORMIGÓN f'c =	210 Kg/cm2
ACERO EN VARILLAS fy =	4200 Kg/cm2
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy =	5000 Kg/cm2
MADERA GRUPO (JUNAC) =	N.A.
ACERO EN PERFILES fy =	N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA =	N.A.
PERNOS PARA UNIONES =	N.A.
PERNOS DE ANCLAJE =	N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)



AREA DE LOSA DECK = 439.38m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 32.96m³
PESO DE M.E.S. Ø4@150 = 580Kg



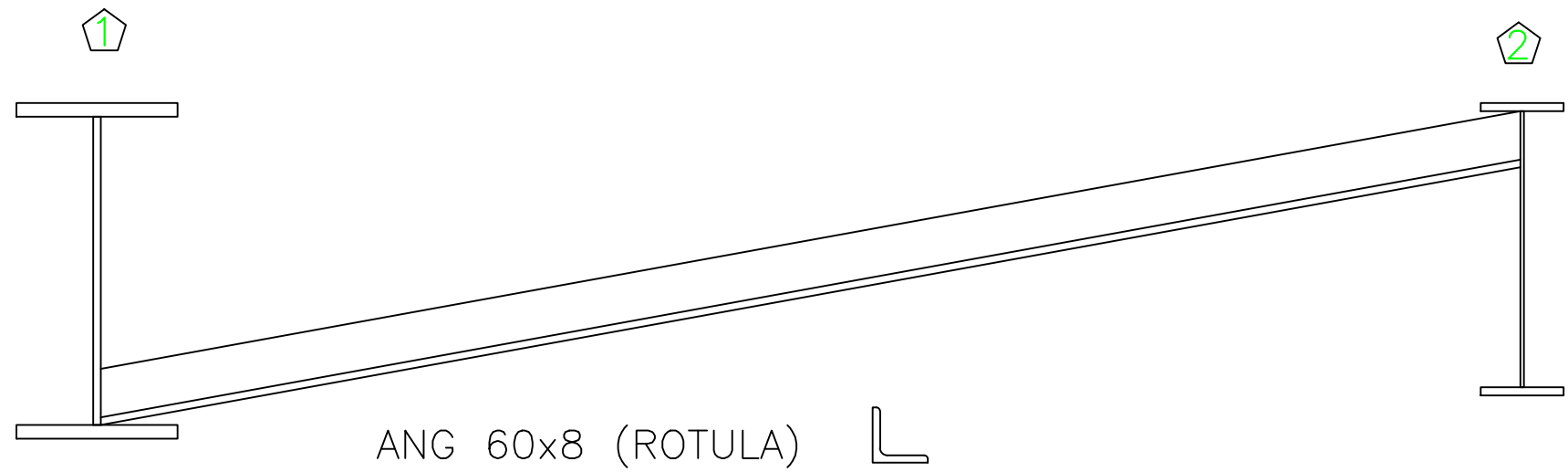
50x6



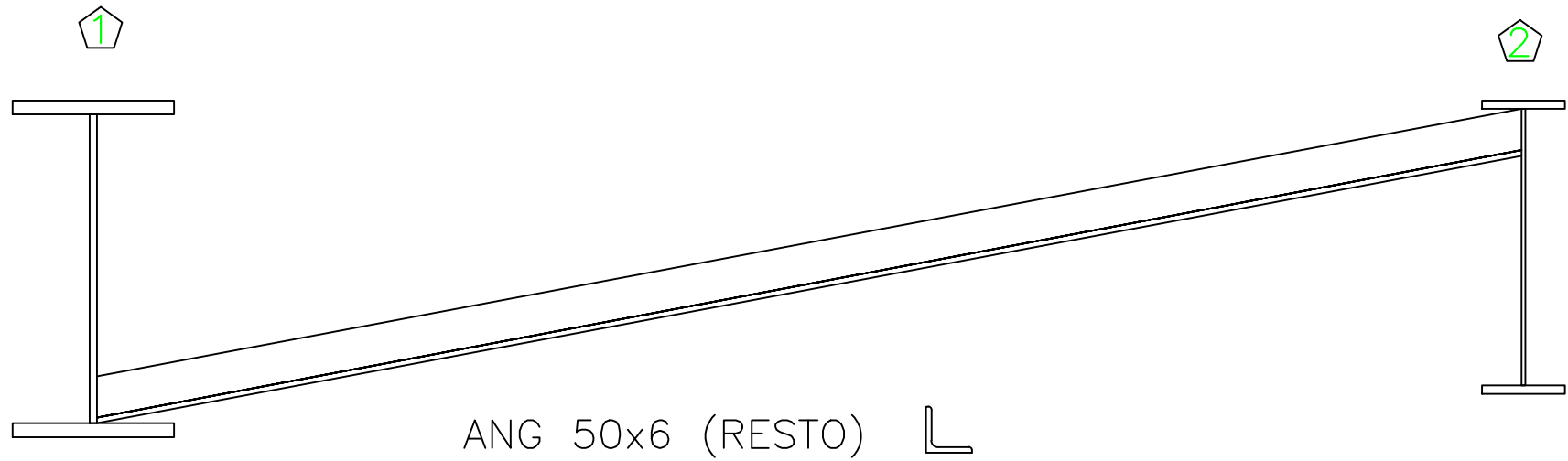
60x8

L(m)	PESO (Kg)
43.80	194.20

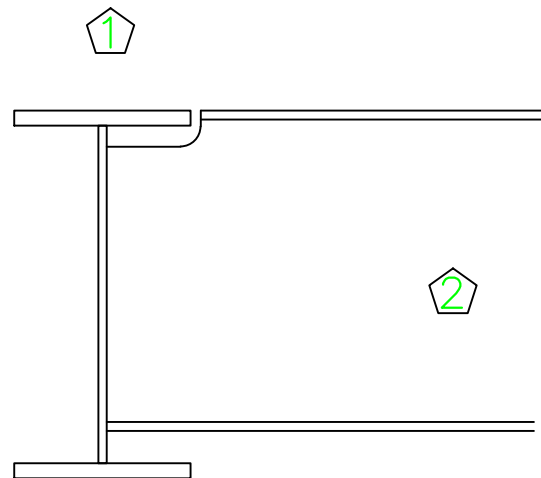
L(m)	PESO (Kg)
43.80	310.60



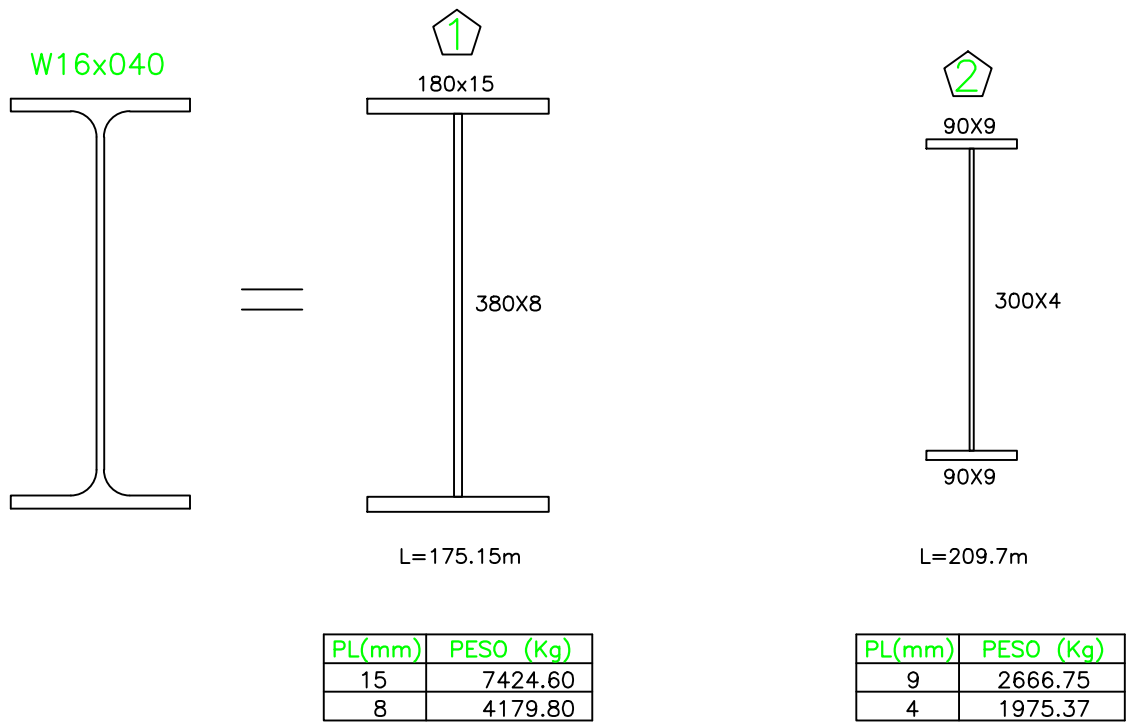
CORTE DE CORTA PANDEOS



CORTE DE CORTA PANDEOS

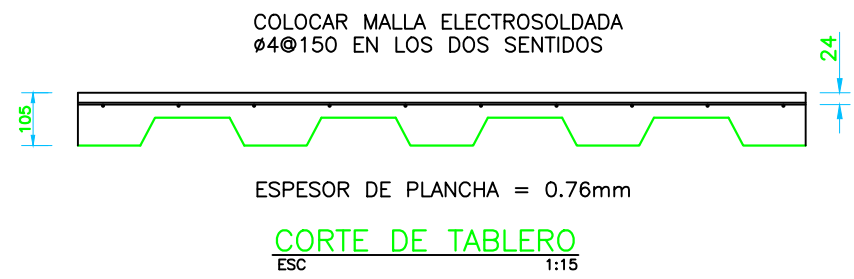
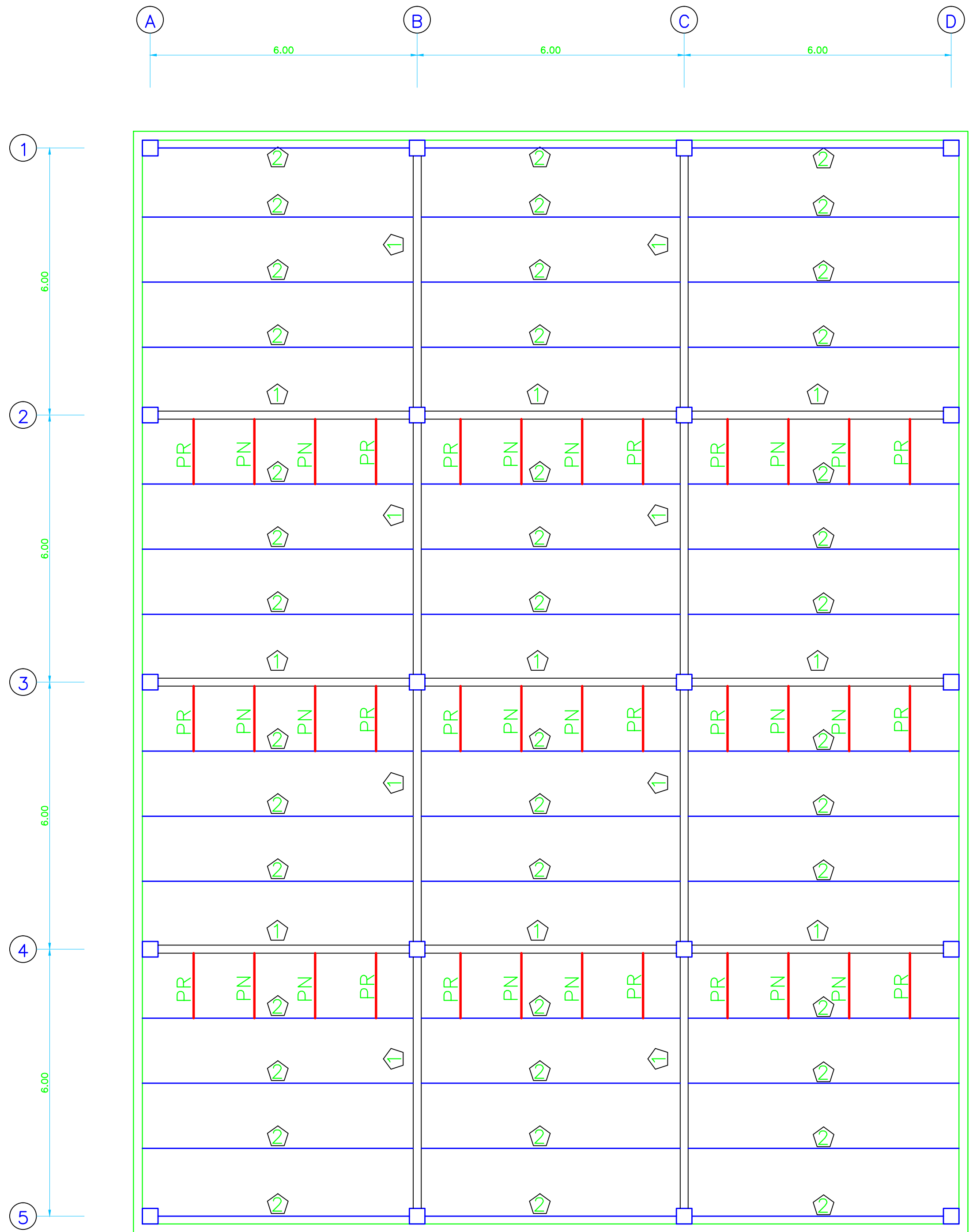


CORTE TIPO UNION VIGAS



RESUMEN DE MATERIALES			
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON
	LONG (m)	PESO (Kg)	
8			ELEMENTO
10			LOSA DECK
12			
14			
16			
18			
20			
22			
25			
28			
32			
VOL (m3)			
32.96			
OTROS			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR			
FACULTAD DE INGENIERIA			
ESCUELA DE CIVIL			
A.E. 15 LOSAS Y VIGAS TIPO			
TITULO DE LA DISERTACION :			
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES			
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.			
INTEGRANTES :			
JUAN FRANCISCO SALAZAR			
MIGUEL TORRES			
ESCALAS : INDICADAS (1:75)			
CONTIENE:			
LOSA Y VIGAS Nv. +3.20; +6.40; +9.60;			
+12.80; +16.00; +19.20; +22.40; +25.60;			
+28.80; +32.00; +35.20; +38.40; +41.60			
ESPECIFICACIONES GENERALES			
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm ²			
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm ²			
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm ²			
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.			
ACERO EN PERFILES fy = N.A.			
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.			
PERNOS PARA UNIONES = N.A.			
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.			
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS			
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO			
ESTRUCTURAL)			
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS			
REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:			
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)			
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)			
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT			
FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)			
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS			
EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON			
EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA			
CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001			
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO			
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS			
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:			
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)			

LOSA Nv. -6.40; 0.00
ESC 1:75



AREA DE LOSA DECK = 439.38m²
VOLUMEN DE HORMIGON DECK = 32.96m³
PESO DE M.E.S. Ø4@150 = 580Kg



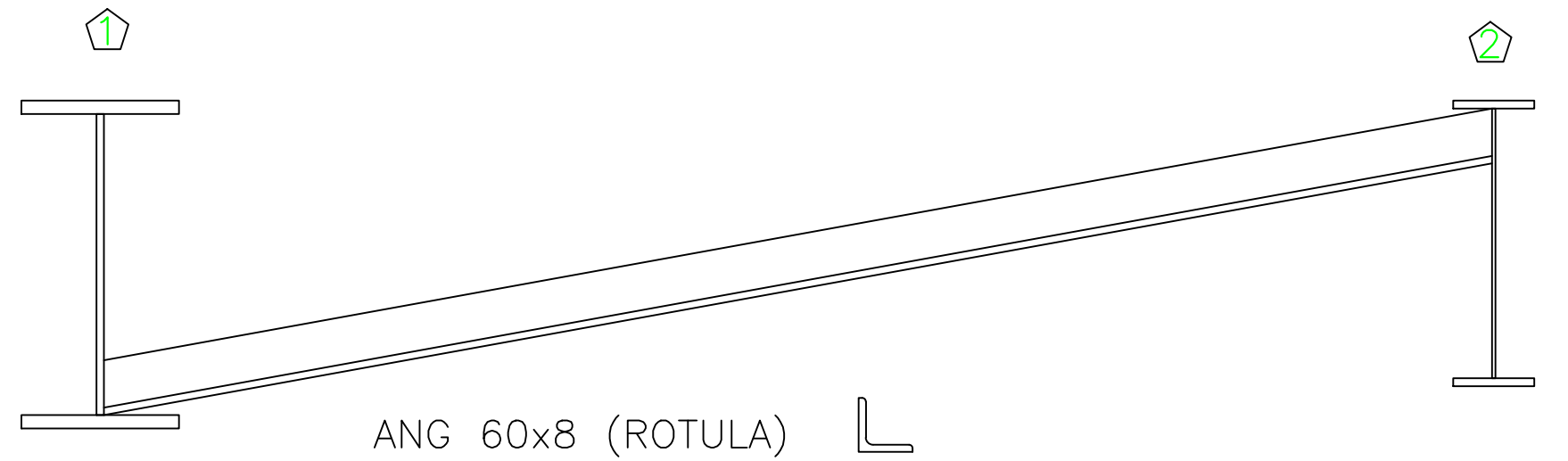
50x6



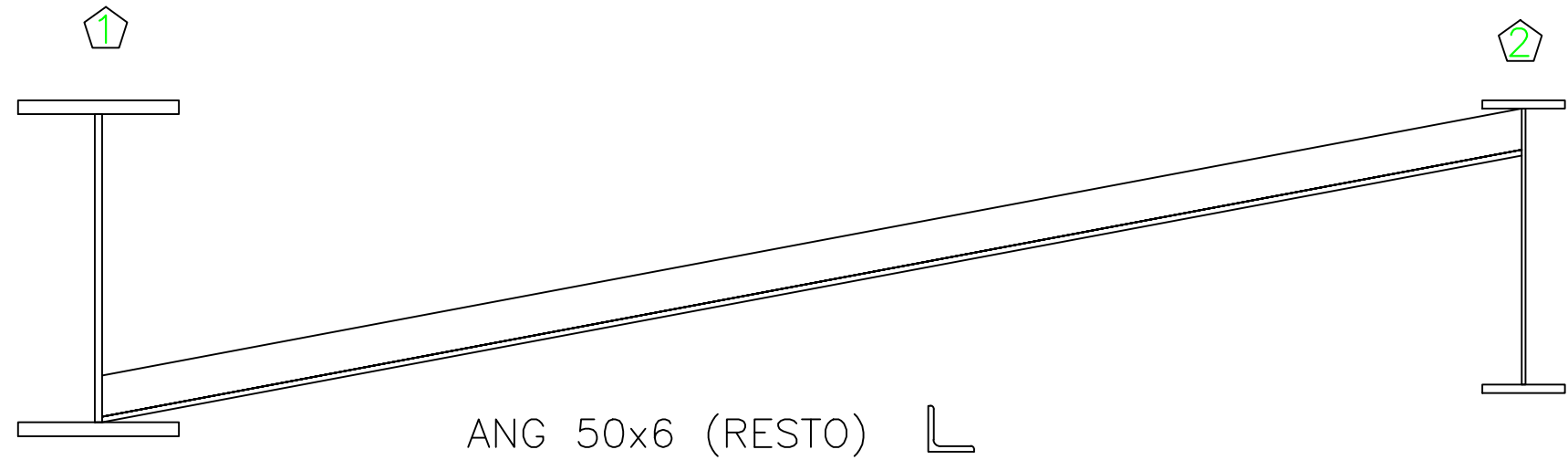
60x8

L(m)	PESO (Kg)
26.30	116.60

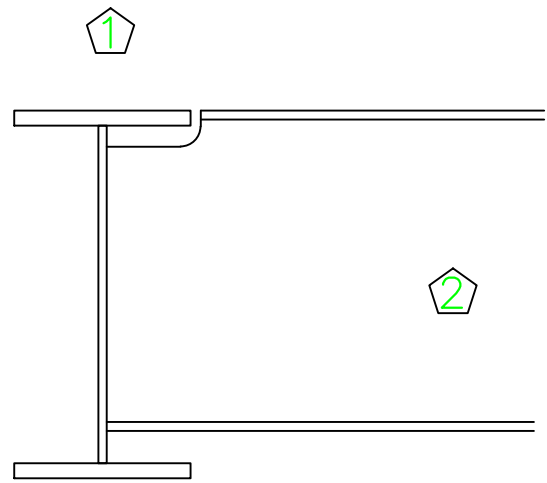
L(m)	PESO (Kg)
26.30	186.50



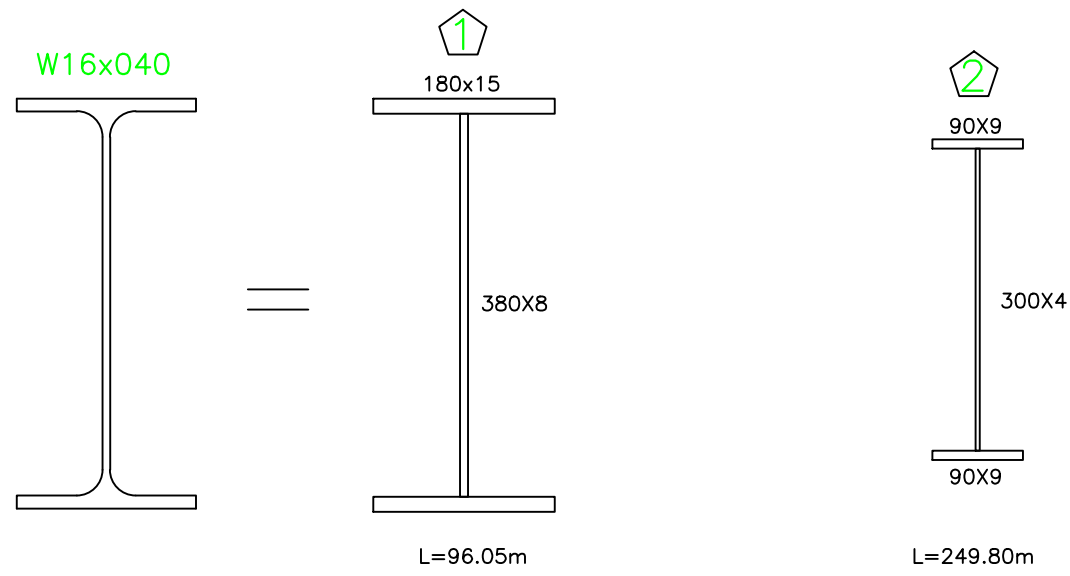
CORTE DE CORTA PANDEOS
ESC 1:15



CORTE DE CORTA PANDEOS
ESC 1:15



CORTE TIPO UNION VIGAS
ESC 1:15



PL(mm)	PESO (Kg)
15	4071.60
8	2292.15

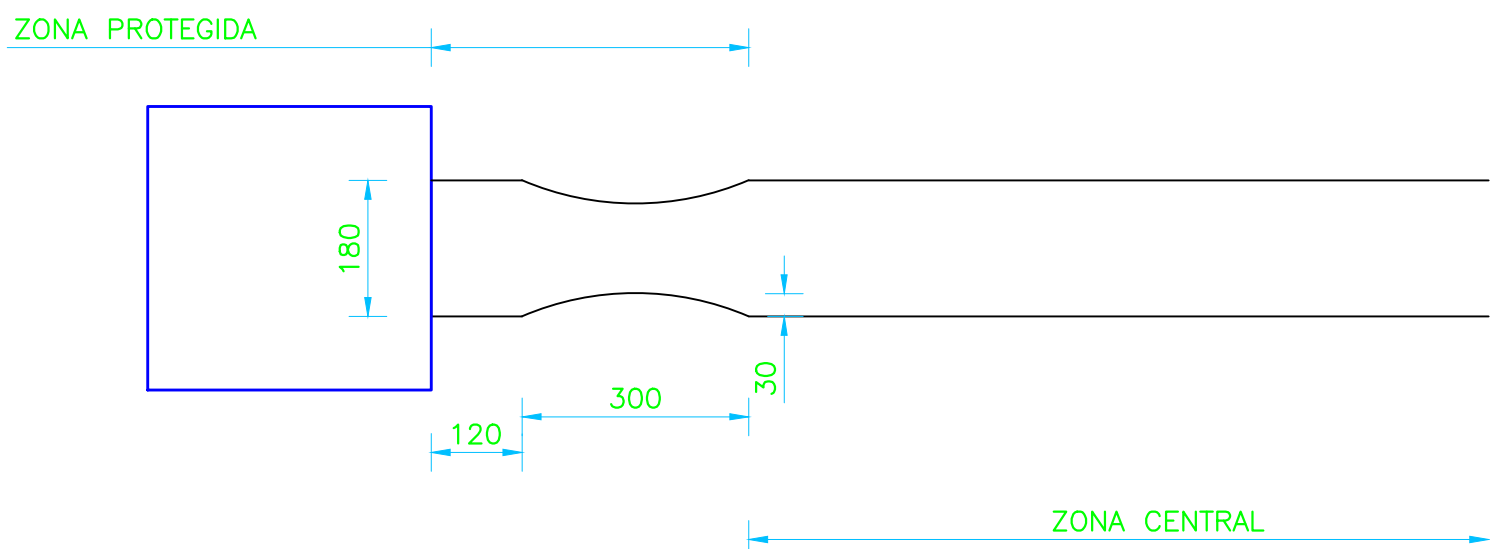
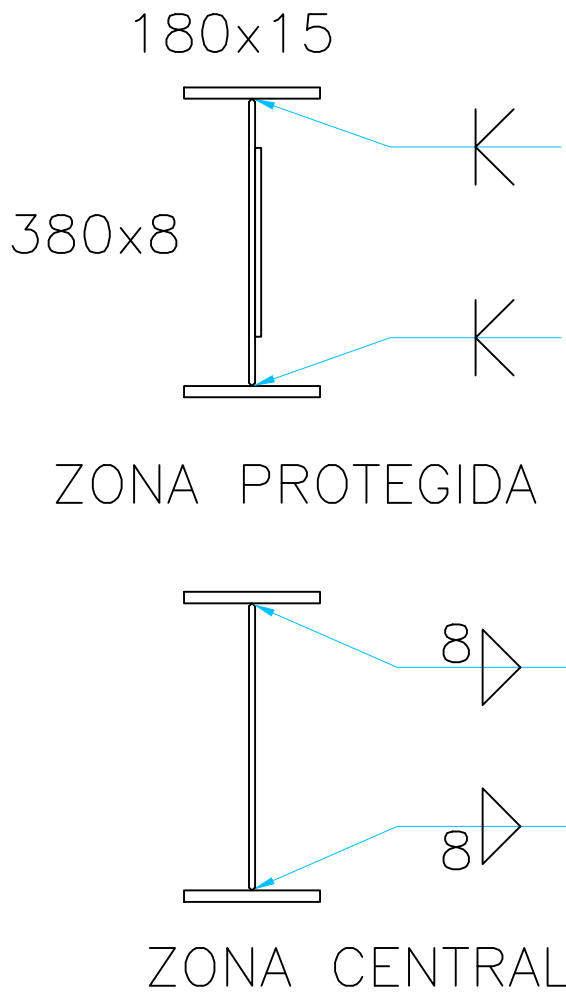
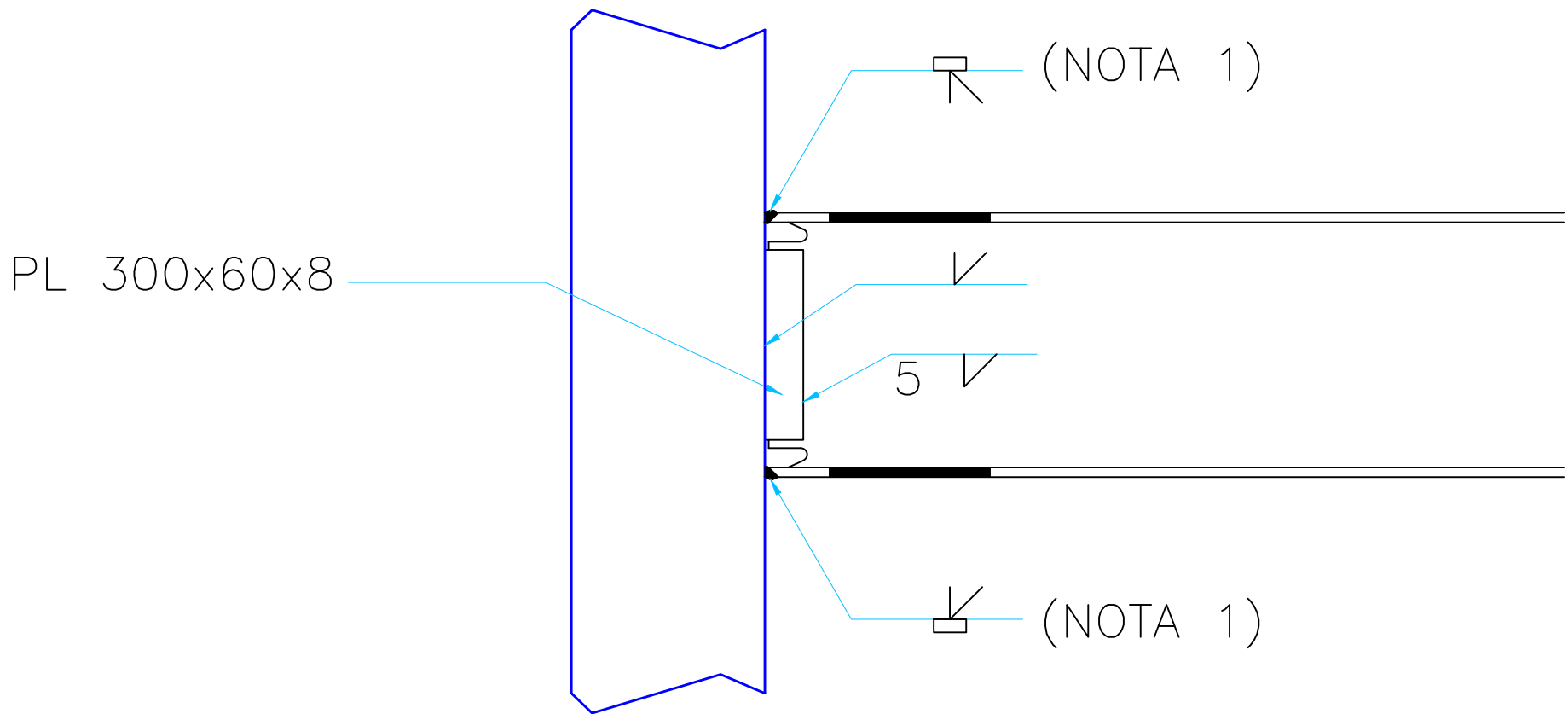
PL(mm)	PESO (Kg)
9	3176.75
4	2353.15

RESUMEN DE MATERIALES			
Ø (mm)	ACERO		HORMIGON
	LONG (m)	PESO (Kg)	
8			ELEMENTO
10			LOSA DECK
12			
14			
16			
18			
20			
22			
25			
28			
32			
VOL (m3)			
OTROS			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR			
FACULTAD DE INGENIERIA			
ESCUELA DE CIVIL			
A.E. 15 LOSAS Y VIGAS DE SUBSUELO			
TITULO DE LA DISERTACION :			
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.			
INTEGRANTES :			
JUAN FRANCISCO SALAZAR			
MIGUEL TORRES			
ESCALAS : INDICADAS (1:75)			
CONTIENE:			
LOSA Y VIGAS Nv. -6.40; 0.00			SEP 2011
			LAMINA 3/5
ESPECIFICACIONES GENERALES			
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2			
ACERO EN VARILLAS fy = 4200 Kg/cm2			
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA fy = 5000 Kg/cm2			
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.			
ACERO EN PERFILES fy = N.A.			
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.			
PERNOS PARA UNIONES = N.A.			
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.			
TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL)			
TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:			
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)			
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)			
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)			
LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001			
LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:			
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)			

RIOSTRAS DE ACERO ESTRUCTURAL

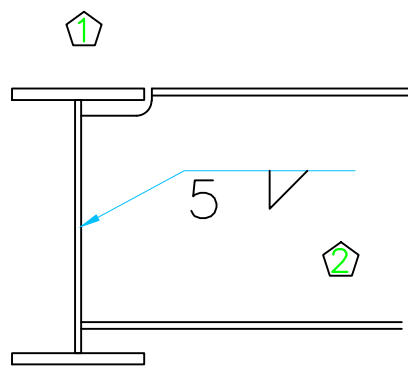
UNION SOLDADA VIGA COLUMNA

ESC 1:10



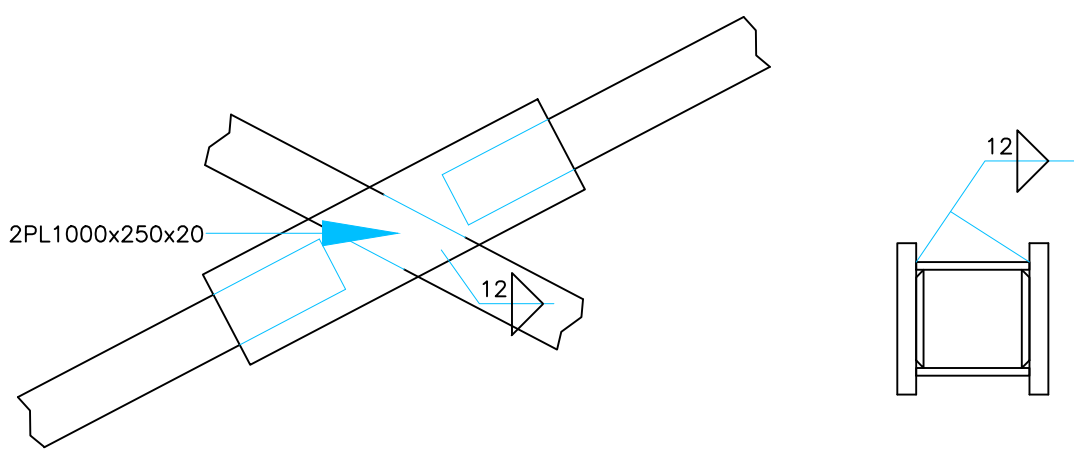
UNION SOLDADA VIGA PRINCIPAL VIGA SECUNDARIA

ESC 1:10



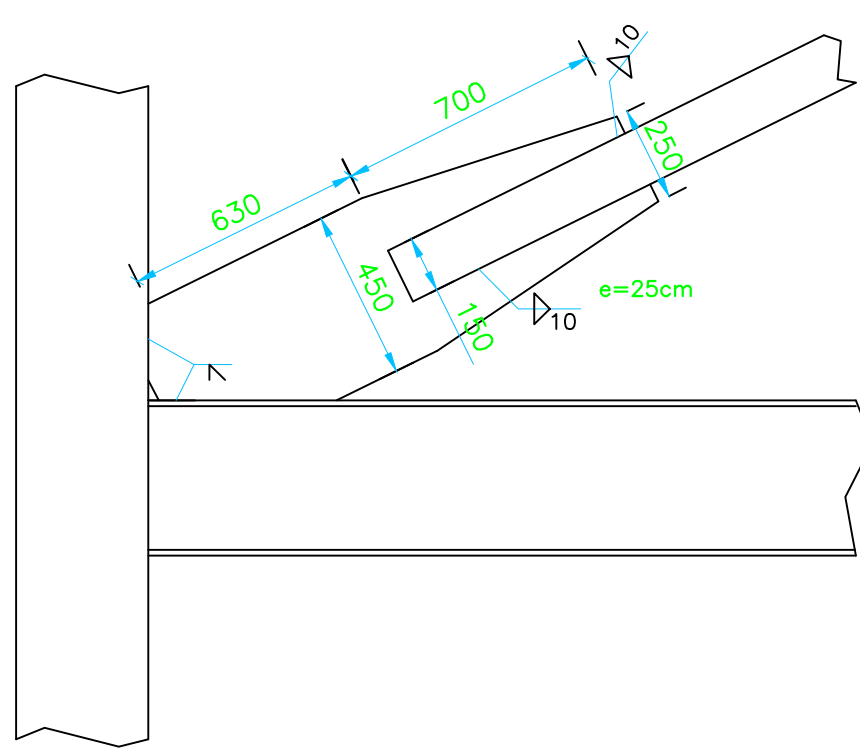
TRASLAPE TÍPICO

ESC S/E



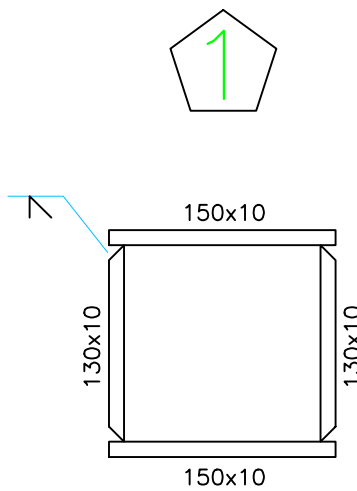
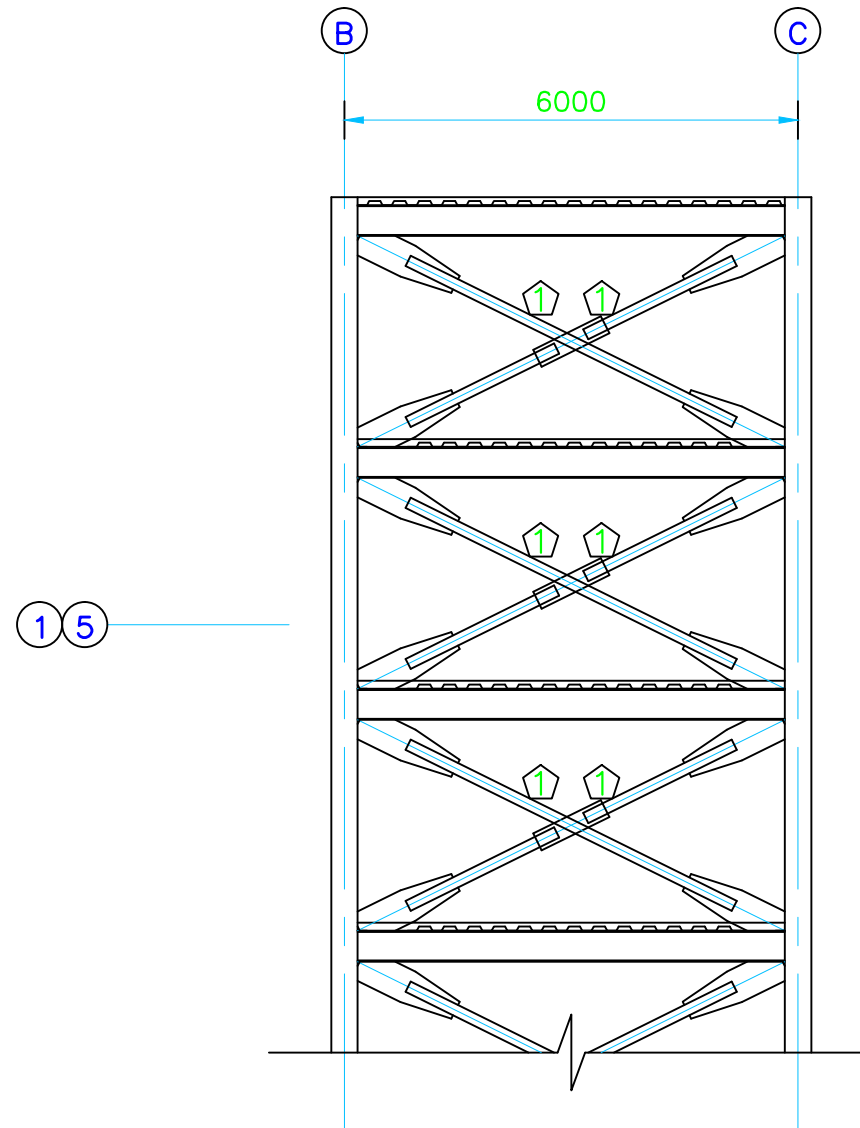
DETALLE TÍPICO DE PLACAS

ESC 1:20



ELEVACIÓN RIOSTRAS

ESC S/E



Sección Tipo	Longitud(m)	PESO (Kg)
1	327.60	10505.00
PL 1000x250x20		2041.00
PLACAS DE CONEXIÓN		8410.00

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE CIVIL

A.E. 15 DETALLES

TITULO DE LA DISERTACION :
DISEÑO SISMO RESISTENTE Y COMPARACION ECONOMICA ENTRE EDIFICACIONES
DE HORMIGON ARMADO Y ACERO ESTRUCTURAL, EN LA CIUDAD DE QUITO.

INTEGRANTES :
JUAN FRANCISCO SALAZAR
MIGUEL TORRES

ESCALAS : INDICADAS (1:20)

CONTIENE:

UNIONES PRINCIPALES

SEP 2011

LAMINA 5/5

ESPECIFICACIONES GENERALES

HORMIGON $f'c =$ 210 Kg/cm²
ACERO EN VARILLAS $f_y =$ 4200 Kg/cm²
ACERO EN MALLA ELECTROSOLDADA $f_y =$ 5000 Kg/cm²
MADERA GRUPO (JUNAC) = N.A.
ACERO EN PERFILES $f_y =$ N.A.
ELECTRODO PARA SOLDADURA = N.A.
PERNOS PARA UNIONES = N.A.
PERNOS DE ANCLAJE = N.A.

TODOS LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ACI 318-08 (REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO
ESTRUCTURAL)

TODOS LOS EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DE LOS CODIGOS:
AISC 360-05 (SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 341-05 (SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS)
AISC 358-05 (PREQUALIFIED CONNECTIONS FOR SPECIAL AND INTERMEDIATE STEEL MOMENT
FRAMES FOR SEISMIC APPLICATIONS)

LA DETERMINACION DE LA ZONA SISMICA PARA LA CIUDAD DE QUITO TANTO EN LOS
EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON
EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DEL CODIGO ECUATORIANO DE LA
CONSTRUCCION: CPE INEN 5, Parte 1, 2001

LA DETERMINACION DE CARGAS SISMICAS TANTO EN LOS EDIFICIOS DE HORMIGON ARMADO
COMO EN LOS DE ACERO ESTRUCTURAL SE REALIZARON EN CONFORMIDAD CON LOS
REQUERIMIENTOS DEL CODIGO:
ASCE 7-05 (MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES)

NOTA 1.- RETIRAR RESPALDO Y SOLDAR CON FILETE 10mm
- DETALLE PARA ACCESO DE SOLDADURA REFERIRSE
A AISC 341-05 FIG.11-1
NOTA 2.- ACERO PARA PLACAS A36 Gr36